



AUTORITA' PORTUALE NORD SARDEGNA

APPALTO DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA SULLA BASE DEL PROGETTO PRELIMINARE E PER LA REALIZZAZIONE DEI LAVORI PER IL PROLUNGAMENTO DELL'ANTEMURALE DI Ponente E DELLA RESECAZIONE DELLA BANCHINA ALTI FONDALI DEL PORTO CIVICO DI PORTO TORRES. CIG 5630886220; CUP B21G11000040001

PROGETTO DEFINITIVO R5 RELAZIONE DI CALCOLO



Impresa

sales

Costituendo Raggruppamento Temporaneo di Progettisti



SEACON s.r.l.

Ing. Lucio Abbadessa



GEOTECHNICAL ENGINEERING



Ing. Marco Pittori

SOMMARIO

1.	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	1
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO	1
1.2	PROLUNGAMENTO DEL MOLO DI PONENTE	1
1.5.	1.3 RESECAZIONE DELLA BANCHINA ALTI FONDALI	4
2.	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO MARITTIMO	7
2.5.	2.1 VERIFICA DELLA MANTELLATA ESTERNA DI RADICAMENTO	7
2.6.	2.2 DIMENSIONAMENTO DELLA BERMA AL PIEDE	9
2.7.	2.3 STRATI FILTRO	10
2.8.	2.4 ANALISI DEI FENOMENI DI RUN-UP E SORMONTO	11
3.	CALCOLI DI VERIFICA CASSONI BANCHINA MOLO DI LEVANTE	12
3.5.	3.1. PREMESSA	12
3.6.	3.2. MATERIALI	14
3.7.	3.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	15
3.8.	3.4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	16
3.9.	VERIFICHE PRELIMINARI IN FASE DI GALLEGGIAMENTO, TRASPORTO E AFFONDAMENTO	16
3.5.1.	Cassone tipo "4"	16
3.5.2.	Cassone tipo "5"	19
3.10.	3.6. DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO	21
3.11.	3.7. AZIONI PERMANENTI	22
3.7.1.	Peso e baricentro del cassone in esercizio	22
3.7.2.	Spinta di galleggiamento	23
3.7.3.	Spinta idrostatica dell'acqua	23
3.7.4.	Spinta attiva terrapieno su parete lato mare in assenza di sisma	24
3.7.5.	Spinta attiva sovraccarico permanente su terrapieno in assenza di sisma	27
3.7.6.	Peso rinfianco su dente di fondazione del cassone (lato porto)	28
3.7.7.	Azioni interne celle riempimento cassone per verifiche strutturali	29
3.12.	3.8. AZIONI VARIABILI	29
3.8.1.	Sovraccarico variabile	29
3.13.	3.9. AZIONE SISMICA	31
3.9.1.	Spinta attiva in fase sismica del terrapieno	34
3.9.2.	Spinta attiva in fase sismica del sovraccarico sul terrapieno	40
3.9.3.	Riepilogo delle spinte nel caso statico e sismico	44
3.14.	3.10. FORZE D'INERZIA CASSONE E SOVRASTRUTTURA	46
3.10.1.	Forze d'inerzia peso rinfianco su dente di fondazione (lato porto)	46
3.10.2.	Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche	47
3.15.	3.11. RIEPILOGO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO	47
3.16.	3.12. VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DEI CASSONI	49
3.12.1.	Combinazioni di carico	49
3.12.2.	Verifica a scorrimento	52
3.12.3.	Sintesi dei risultati (scorrimento)	55
3.12.4.	Verifica a ribaltamento	55

3.12.5. Sintesi dei risultati (ribaltamento)	58
3.12.6. Verifica di capacità portante (carico limite)	58
3.12.7. Carico limite - metodo di calcolo in assenza di sisma	59
3.12.7. Carico limite - metodo di calcolo in presenza di sisma	61
3.12.9. Pressioni trasmesse al terreno	62
3.12.10. Sintesi dei risultati (carico limite)	68
3.13. VERIFICHE STRUTTURALI DEI CASSONI	68
3.13.1. Combinazioni di carico	69
3.13.2. Schema di calcolo	71
4. CALCOLI DI VERIFICA CASSONI BANCHINA MOLO DI PONENTE	73
4.1. PREMESSA	73
4.2. MATERIALI	78
4.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	79
4.4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	80
4.5. VERIFICHE PRELIMINARI IN FASE DI GALLEGGIAMENTO, TRASPORTO E AFFONDAMENTO	81
4.5.1. Cassone tipo "2"	82
4.5.2. Cassone tipo "2-ter"	84
4.6. DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO	87
4.7. AZIONI PERMANENTI	89
5.2.1. Peso e baricentro del cassone in esercizio	89
5.2.1. Spinta di galleggiamento	91
5.2.1. Spinta idrostatica dell'acqua	92
5.2.1. Spinta attiva massi parete lato mare in assenza di sisma	93
5.2.1. Peso massi scogliera su dente di fondazione del cassone (lato mare)	94
4.8. AZIONI VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSI	95
5.2.1. Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di Cresta	97
5.2.1. Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di Cavo	103
5.2.1. Bitte di ormeggio	107
4.9. AZIONE SISMICA	108
5.2.1. Spinta attiva in fase sismica massi scogliera su parete lato mare	111
5.2.1. Forze d'inerzia cassone e sovrastruttura	115
5.2.1. Forze d'inerzia massi da scogliera su dente di fondazione (lato mare)	116
5.2.1. Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche	117
4.10. RIEPILOGO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO	117
5. VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DEI CASSONI.....	120
5.1. COMBINAZIONI DI CARICO	120
5.2. VERIFICA A SCORRIMENTO	123
5.2.1. SINTESI DEI RISULTATI (SCORRIMENTO)	125
5.3. VERIFICA A RIBALTAMENTO	126
5.3.1. Sintesi dei risultati (ribaltamento)	130
5.4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (CARICO LIMITE)	131
5.4.1. Carico limite - metodo di calcolo in assenza di sisma	131
5.4.2. Carico limite - metodo di calcolo in presenza di sisma	134
5.4.3. Pressioni massime trasmesse al terreno	135
5.4.4. Sintesi dei risultati (carico limite)	144

6.	VERIFICHE STRUTTURALI DEI CASSONI.....	146
6.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	146
6.2.	SCHEMA DI CALCOLO	149

1. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (NTC) ed alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Febbraio del 2009.

La normativa prevede che la verifica allo stato limite ultimo della stabilità globale dell'opera in condizioni statiche e sismiche sia effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del NTC, ovvero parzializzando i parametri geotecnici di resistenza e imponendo che il coefficiente di sicurezza sia superiore a 1.1.

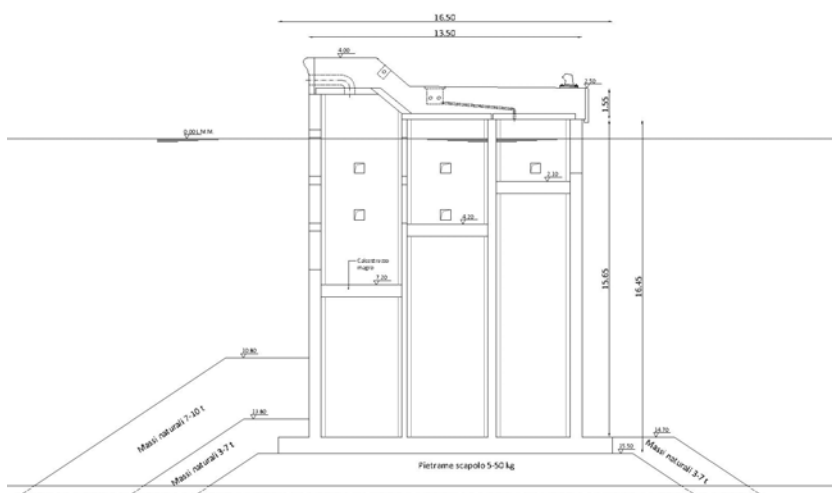
Le analisi volte alla valutazione dei margini di sicurezza nei riguardi delle condizioni di stabilità, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, sono state eseguite con il codice di calcolo XSTABL, utilizzando il metodo delle strisce di Bishop, nell'ipotesi di problema piano, schematizzando il terreno come un mezzo rigido plastico ed adottando il criterio di rottura di Mohr Coulomb.

Le verifiche sono state effettuate considerando le combinazioni di carico più gravose, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche.

Lo stato limite ultimo considerato in presenza di sisma è lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) (*...a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali*).

1.2 PROLUNGAMENTO DEL MOLO DI PONENTE

La figura seguente riporta la sezione tipo dell'opera di prolungamento del molo di ponente.



La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno sono stati ricavati dagli elaborati "R3-Relazione Geologica" e "R4-Relazione Geotecnica" allegati al presente Progetto Definitivo. I terreni di fondazione sono costituiti dall'unità litoide delle calcarenitico (SC).

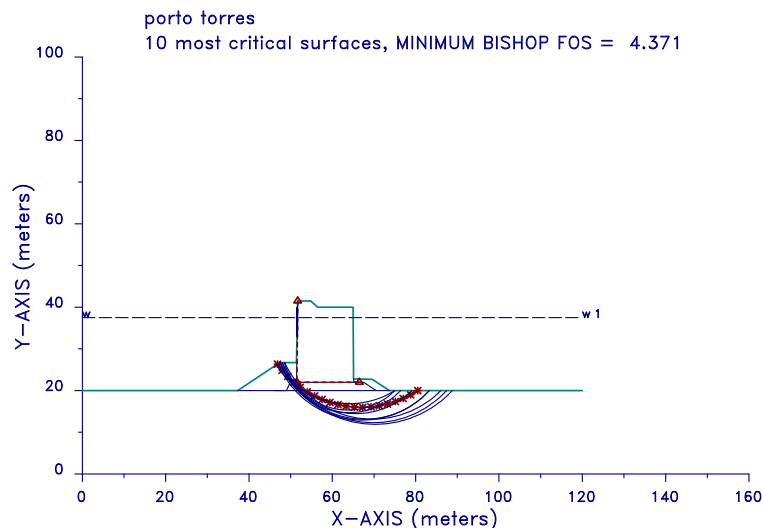
La tabella seguente riassume i parametri caratteristici di resistenza dei litotipi interessati dalle opere.

Litotipo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Substrato calcarenitico - SC	20	100	35
Scanno di imbasamento - IM	19	0	40
Scogliera di protezione - SP	19	0	40

La verifica in condizioni statiche è stata effettuata, per la combinazione di carico più gravosa, ovvero considerando agenti l'azione di cresta con periodo di ritorno $T_R=50$ anni e il tiro alla bitta di 1000 kN, a cui sono stati applicati i coefficienti di amplificazione A2.

Nella figura seguente si riporta il cinematismo di collasso e il corrispondente coefficiente di sicurezza, pari a 4.37.

PONENTE 10-23-*** 16:11



Le analisi in presenza di sisma possono essere effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove il coefficiente k_h è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_s \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

con:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (si ricava dalla Tabella 7.11.I del NTC);

S_s = coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s è funzione della categoria di sottosuolo. Alla stratigrafia del molo di Levante corrisponde, secondo il D.M. 14 Gennaio 2008 – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” la categoria di sottosuolo B “*rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*”.

Il coefficiente k_v è definito pari a $k_v = \pm 0.5 k_h$.

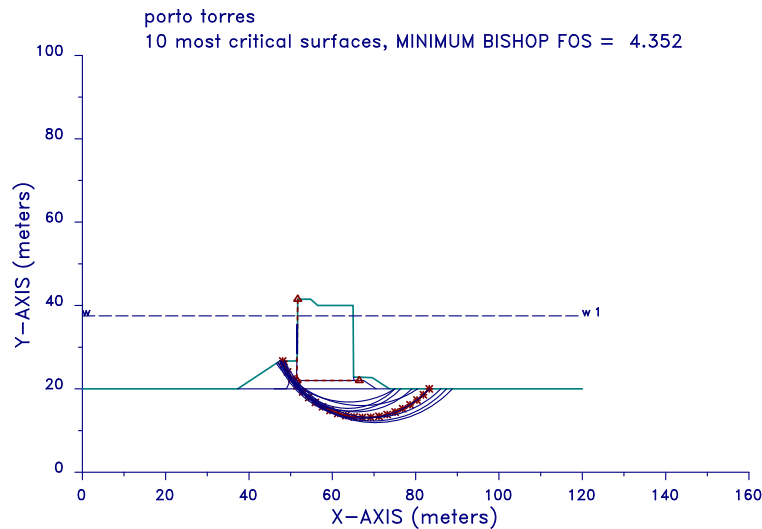
Nella tabella seguente si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica da impiegare nello studio delle condizioni di stabilità dell'opera e i valori di k_h e k_v determinati per il progetto in esame.

STATO LIMITE		a_g [g]	S_s	S_T	a_{max} [m/s ²]	$K_h = \beta_s a_{max}/g$	$K_v = \pm K_h/2$
SLU	SLV	0.060	1.2	1.00	0.72	0.0144	± 0.0072

La verifica in condizioni sismiche è stata effettuata, per la combinazione di carico in assenza delle azioni dovute al moto ondoso.

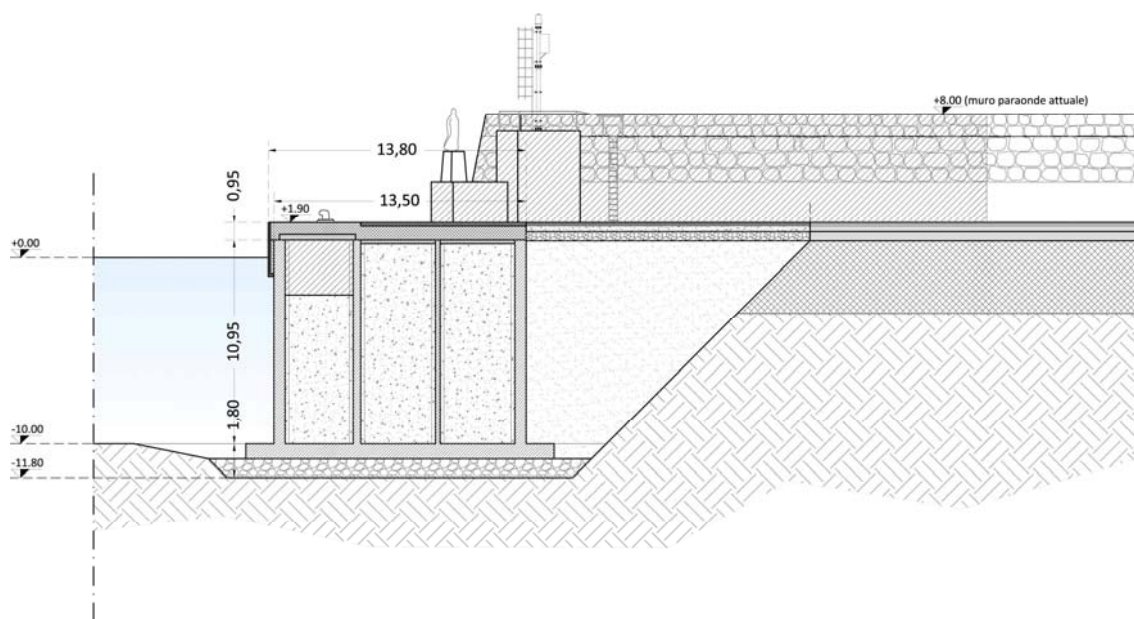
Nella figura seguente si riporta il cinematismo di collasso e il corrispondente coefficiente di sicurezza, pari a 4.35.

PONS 10-23-*** 17:05



1.5. 1.3 RESECAZIONE DELLA BANCHINA ALTI FONDALI

La figura seguente riporta la sezione tipo dell'opera di resecazione della banchina Alti Fondali.



La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno sono stati ricavati dagli elaborati “R3-Relazione Geologica” e “R4-Relazione Geotecnica” allegati al presente Progetto Definitivo. I terreni di fondazione sono costituiti dai depositi detritici sabbiosi (DS); a tergo dei cassoni è presente il rinfiango costituito dal materiale di salpamento.

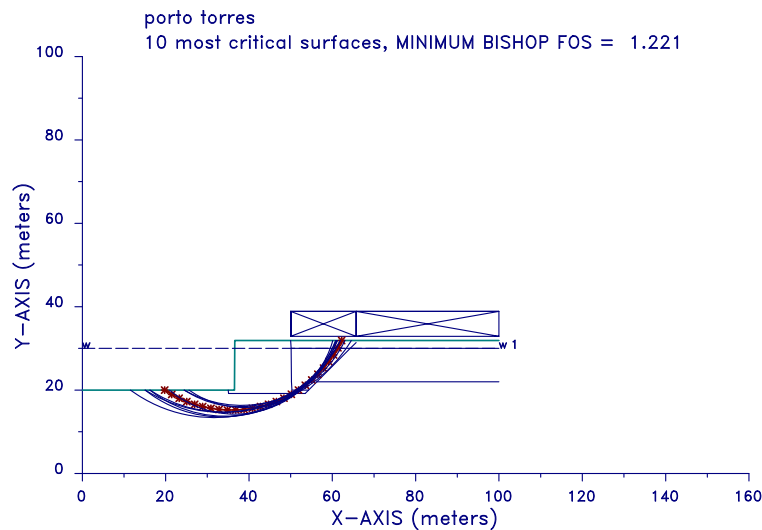
La tabella seguente riassume i parametri caratteristici di resistenza dei litotipi interessati dalle opere; per il materiale di rinfiango sono stati assunti valori cautelativi delle caratteristiche meccaniche.

Litotipo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Depositi detritici sabbiosi - DS	18	0	30
Materiale di salpamento - Salp	19	0	30
Materiale di banchina - MB	19	0	30
Scanno di imbasamento - IM	19	0	40

La verifica in condizioni statiche è stata effettuata, cautelativamente, per la combinazione di carico più gravosa, ovvero considerando agenti contemporaneamente sul terrapieno il sovraccarico variabile pari a 40 kPa e il sovraccarico permanente pari a 10.6 kPa, a cui sono stati applicati i coefficienti di amplificazione A2, in assenza di sovraccarichi sulla soletta del cassone.

Nella figura seguente si riporta il cinematismo di collasso e il corrispondente coefficiente di sicurezza, pari a 1.22.

LEVANTE2 10-23-*** 10:37



Le analisi in presenza di sisma possono essere effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove il coefficiente k_h è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_s \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

Con:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (si ricava dalla Tabella 7.11.I del NTC);

S_s = coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s è funzione della categoria di sottosuolo. Alla stratigrafia del molo di Levante corrisponde, secondo il D.M. 14 Gennaio 2008 – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” la categoria di sottosuolo C “*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu, 30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*”.

Il coefficiente k_v è definito pari a $k_v = \pm 0.5 k_h$.

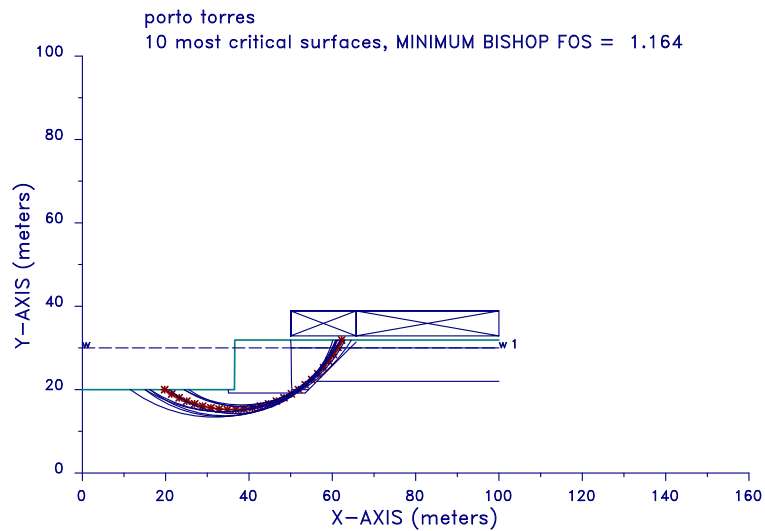
Nella tabella seguente si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica da impiegare nello studio delle condizioni di stabilità dell'opera e i valori di k_h e k_v determinati per il progetto in esame.

STATO LIMITE		a_g [g]	S_s	S_T	a_{max} [m/s ²]	$K_h = \beta_s a_{max}/g$	$K_v = \pm K_h/2$
SLU	SLV	0.060	1.5	1.00	0.883	0.0180	± 0.0090

La verifica in condizioni sismiche è stata effettuata, cautelativamente, considerando agenti contemporaneamente sul terrapieno il sovraccarico variabile pari a 40 kPa e il sovraccarico permanente pari a 10.6 kPa, a cui sono stati applicati coefficienti unitari di amplificazione A2, in assenza di sovraccarichi sulla soletta del cassone.

Nella figura seguente si riporta il cinematismo di collasso e il corrispondente coefficiente di sicurezza, pari a 1.16.

LEV2S 10-23-*** 16:31



2. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO MARITTIMO

Le verifiche strutturali dell'opera sono state condotte con l'ausilio del software BREAKWAT 3.3 sviluppato del Danish Hydraulic Institute (DHI) regolarmente registrato con licenza d'uso in favore della Interprogetti S.r.l.

2.5. 2.1 VERIFICA DELLA MANTELLATA ESTERNA DI RADICAMENTO

Per il dimensionamento dell'opera si è fatto riferimento all'analisi statistica delle onde estreme riportata nell'allegato B01. Relazione Idraulica studio meteomarinario del progetto messo a bando.

Le caratteristiche dell'onda incidente risultano pertanto essere quelle indicate nella citata relazione ed in particolare: *“sia delle condizioni più rare e gravose associate a tempeste con tempo di ritorno decennale e cinquantennale ($H=4.3m$, $T=9.0s$; $H=4.5m$, $T=9.0s$).*

Coerentemente al tempo di vita dell'opera stabilito in 50 anni, si è dimensionato pertanto le opere con una altezza d'onda con $T_r=50$ anni.

$$H_s = 4.5 \text{ m}$$

$$T_p = 9.0 \text{ s}$$

Ulteriori analisi e dimensionamenti sono inoltre stati sviluppati per onde con tempo di ritorno di 220 anni con i seguenti parametri

$$H_s = 5.07 \text{ m}$$

$$T_p = 9.8 \text{ s}$$

Innanzitutto, data l'elevata profondità del fondale al piede dell'opera è stata esclusa la possibilità di condizioni di frangimento delle onde incidenti l'opera.

Il dimensionamento dell'opera, ha previsto l'uso di scogli naturali disposti su due strati.

Le verifiche sono state condotte tanto con l'ausilio della formula di Hudson che di Van Deer Meer.

Verifica con la formula di **Hudson**.

Per il dimensionamento della mantellata esterna pertanto si è posto:

$$\gamma_m = 26.0 \text{ kN/m}^3$$

peso specifico dei massi

$$\gamma_a = 10.25 \text{ kN/m}^3$$

densità dell'acqua marina

$$K_D = 4$$

coefficiente di non danneggiamento in sezione corrente

$$\cot \alpha = 3$$

pendenza della mantellata

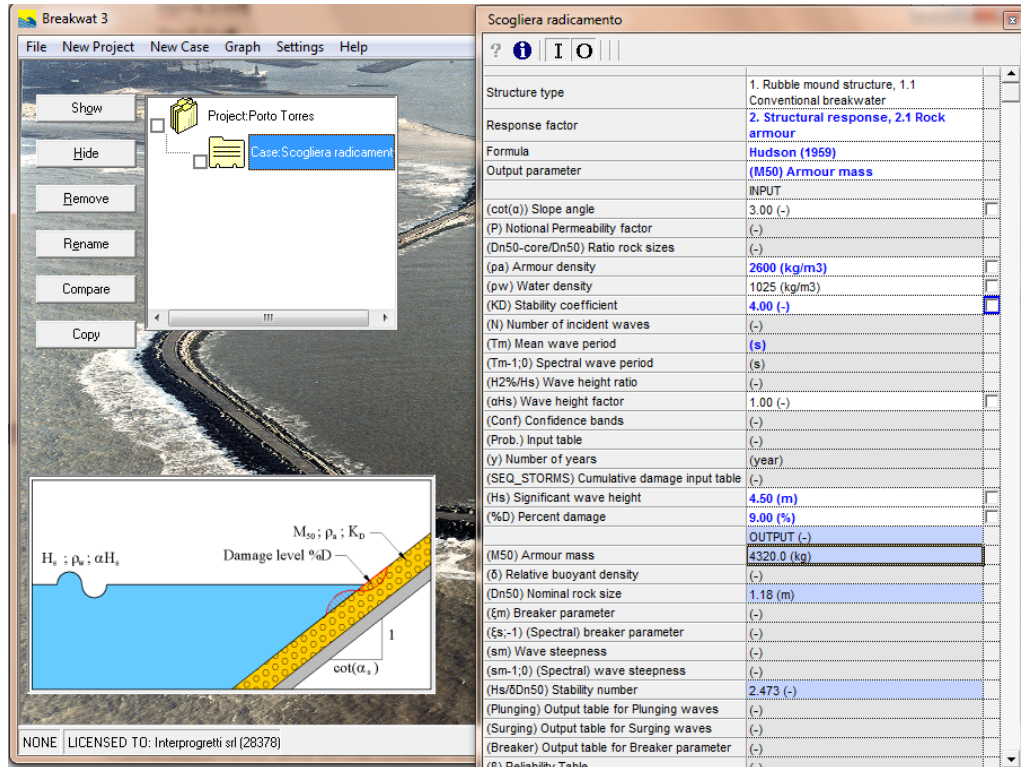
$$H_s = 4.5 \text{ m}$$

$$T_p = 9.0 \text{ s}$$

che sostituite nella formula di Hudson :

$$P = \frac{\gamma_m H^3}{K_D \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right)^2 \cot \alpha}$$

danno per P un valore di ca. 43 kN.

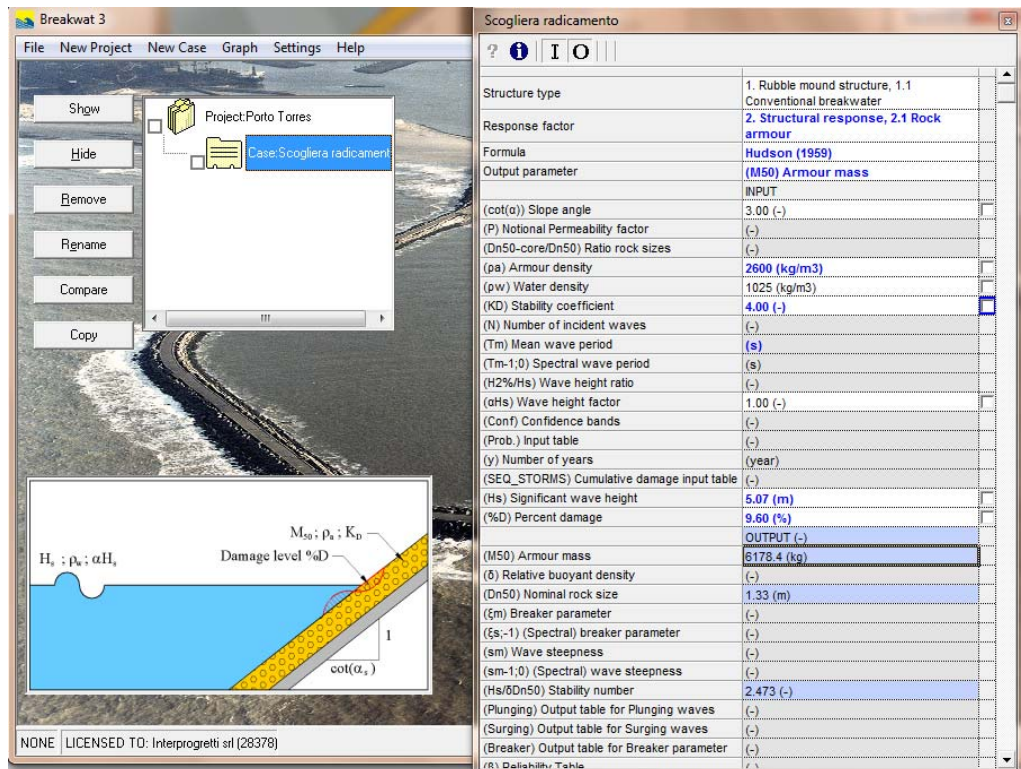


Applicando invece i dati di onda:

$H_s = 5.07$ m

$T_p = 9.6$ s

Si ottiene un dimensionamento del masso medio della mantellata resistente pari a 61 kN

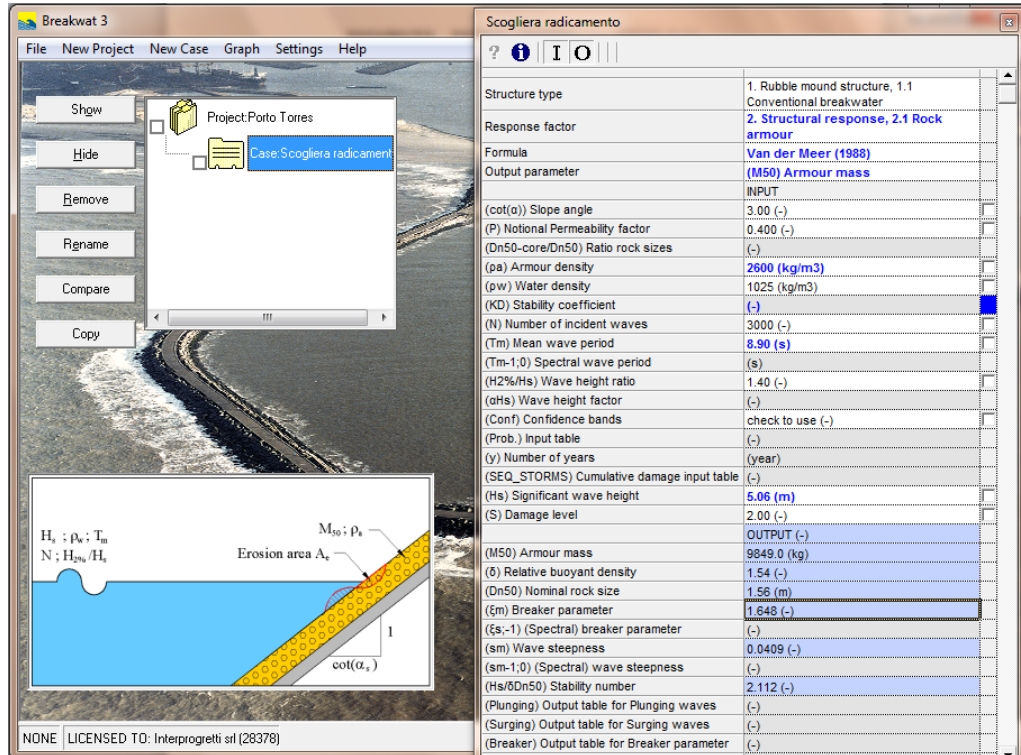


Applicando invece le formulazioni di Van der Meer

Si ottiene per le onde:

$H_s = 5.07 \text{ m}$

$T_p = 9.6 \text{ s}$



Breakwat. Van der Meer: $H_s = 5.06$

Si ottiene un dimensionamento del masso medio della mantellata resistente pari a 98 kN.

In relazione pertanto ai dati dimensionali ottenuti con le diverse formulazioni tanto per le onde con tempo di ritorno cinquantennale, quanto per quelle con tempo di ritorno di 220 anni, si è dimensionata la mantellata esterna della radice del nuovo molo di ponente con elementi del peso medio di 85 kN classe compresa tra 70 e 100 kN.

2.6. 2.2 DIMENSIONAMENTO DELLA BERMA AL PIEDE

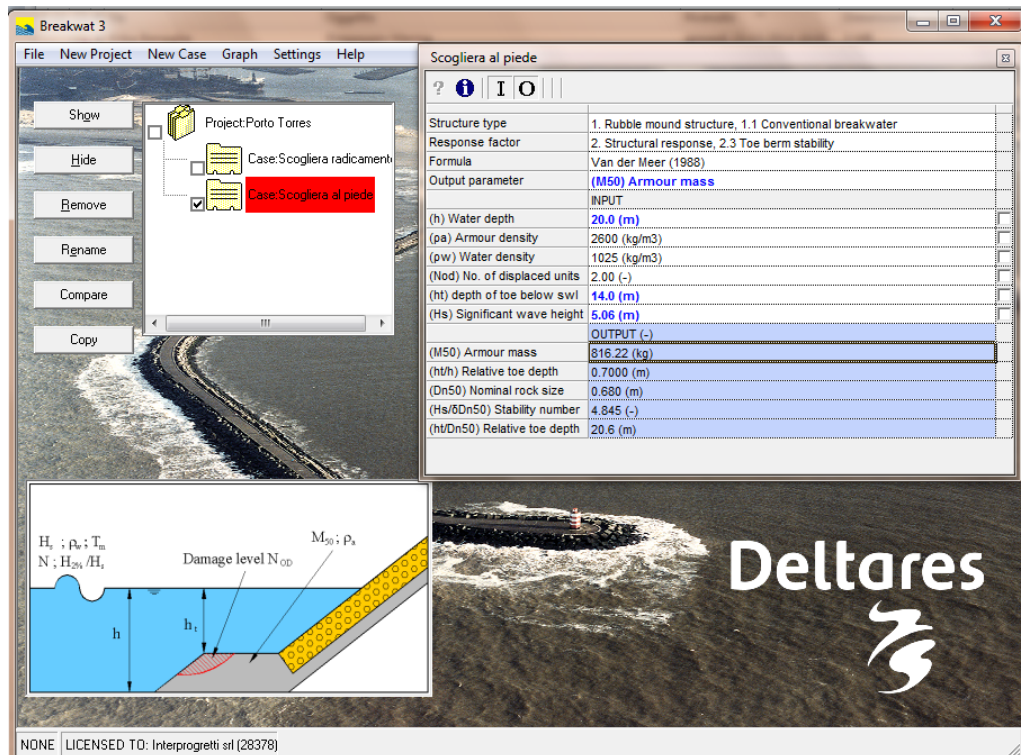
La berma o unghia di un'opera di difesa a scogliera ha il compito di sostenere la spinta verticale di gravità esercitata dalla mantellata di copertura del paramento inclinato e degli strati filtro.

Il dimensionamento della berma consiste nel valutare la pezzatura degli elementi che la costituiscono.

La verifica viene effettuata con il metodo proposto da Van Der Meer (1992).

Utilizzando le più recenti formulazioni di Van Der Meer (1992) per la definizione delle dimensioni degli scogli costituenti la berma:

$$\frac{h_t}{h} = 0.253 \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \right)^{0.7}$$



Dove:

$$h_t = 14$$

tirante idrico in sommità della berma

$$D_{n50}$$

diametro nominale

$$\Delta = \frac{\gamma_m - \gamma_a}{\gamma_a}$$

densità relativa

$$h = 20$$

tirante idrico al piede della berma

si ha:

$$M_{50} = 8.16 \text{ kN}$$

quindi si utilizzano massi di dimensioni comprese tra 10 e 30 Kn.

La larghezza orizzontale minima della berma è invece stimabile utilizzando l'usuale formula di definizione dello spessore degli strati costituenti l'opera; ponendo $n=3$ $K_{\Delta} = 1.0$ si ha:

$$r = nK_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_m} \right)^{1/3} = 2.50 \text{ m}$$

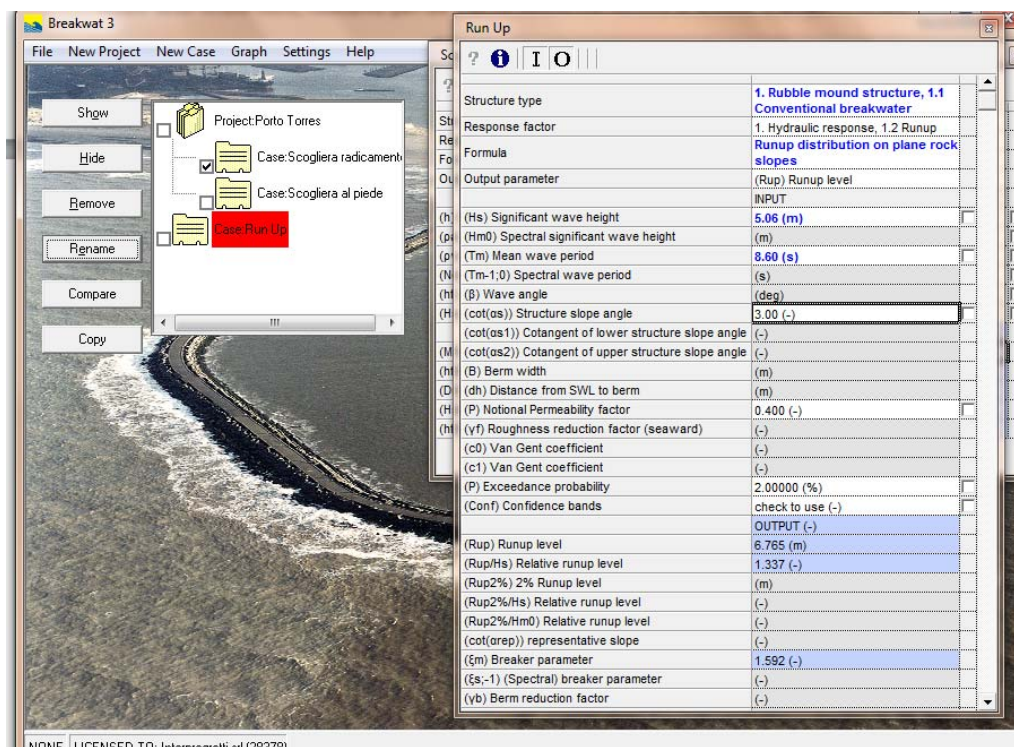
In favore di sicurezza si è optato di allargare tale strato a 5 m

2.7. 2.3 STRATI FILTRO

Lo strato filtro è stato dimensionato secondo il criterio di Terzaghi di utilizzare massi di peso medio circa 1/10 del peso degli elementi costituenti la mantellata esterna, ovvero 10 kN, (in favore di sicurezza si è optato per scogli di peso compreso tra 10 e 30 kN) e ponendo $n=2$ e $K_{\Delta} = 1.0$ si determina lo spessore totale dello strato filtro, risultante pari ad 1.82 m, valore che verifica la sezione di progetto (1.80), inoltre considerando un peso specifico del pietrame di circa $\gamma_m = 26 \text{ kN/m}^3$, lo spessore medio del singolo masso è ragionevolmente individuabile in circa 0.9 m, quindi il nucleo è protetto sicuramente da almeno 2 serie di blocchi filtro.

2.8. 2.4 ANALISI DEI FENOMENI DI RUN-UP E SORMONTO

Per quanto attiene al fenomeno del run-up, applicando la distribuzione per mantellate in scogli con pendenza 3:1 si ottiene una risalita massima dell'onda duecentennale ($T_r=220$) pari a 6.70 m. Di fatto coincidente con la quota del muro paraonde posto nella sezione di progetto.



Breakwat. Run Up.

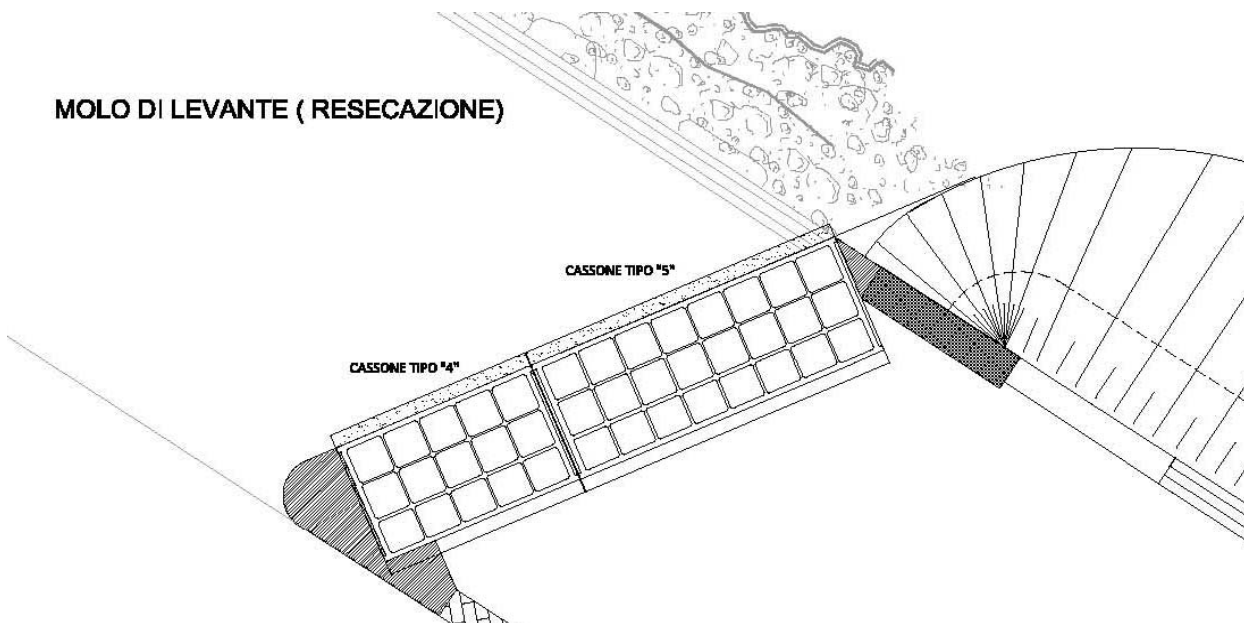
3. CALCOLI DI VERIFICA CASSONI BANCHINA MOLO DI LEVANTE

3.5. 3.1. PREMESSA

Nella presente relazione sono riportati i calcoli di verifica di stabilità dei cassoni della resecazione della "Banchina Alti Fondali" previsti nel progetto definitivo di Porto Torres (SS).

L'intervento, dello sviluppo complessivo di circa 60m, prevede due tipologie di cassoni: n.1 cassone tipo "4" e n.1 cassone tipo "5". Le due tipologie, che differiscono solo in lunghezza, sono entrambe in c.a. prefabbricato a celle antiriflettenti con uguale sezione trasversale.

I cassoni sono ubicati nel lato interno del porto e non sono, pertanto, direttamente esposti alle azioni estreme del moto ondoso (cresta e cavo d'onda). Uno stralcio planimetrico con l'ubicazione dei cassoni previsti in progetto è rappresentato nella figura seguente:



La profondità media del fondale, nel tratto interessato dall'intervento, varia da -8.00m a -10.00m s.l.m.. La quota di imbasamento dei cassoni è di -10.80m s.l.m.m..

Le pareti perimetrali del fusto hanno spessore 60cm, mentre il solettone di base è di spessore 80cm. All'interno del cassone sono previste 3 file di celle con pareti dello spessore di 25cm (40cm la parete interna lato mare), riempite in esercizio con materiale arido saturo proveniente da salpamenti e demolizioni; la parete lato mare ha una fila di fori (celle antiriflettenti) delle dimensioni 1,07m x 2,65m.

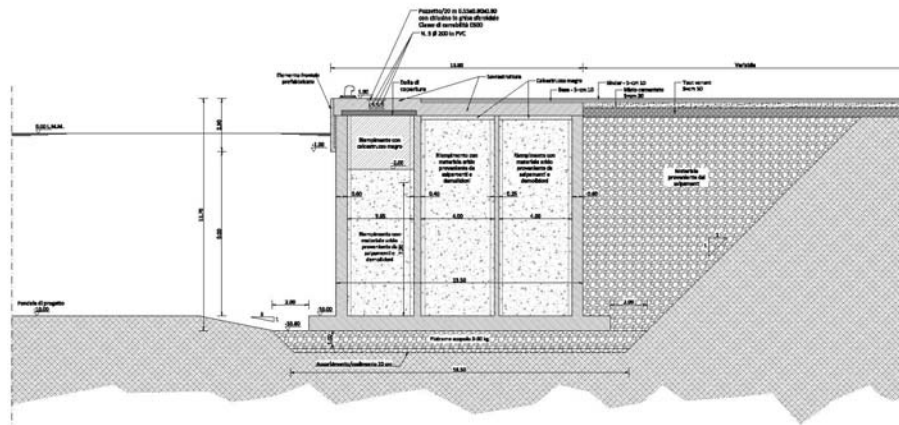
La sovrastruttura del cassone in esercizio è costituita da un solettone in c.a. di spessore 95cm gettato su predalle prefabbricate che raggiunge quota +1.90m s.l.m.m.; è prevista una pavimentazione in conglomerato bituminoso costituita da base e binder per uno spessore complessivo di 20cm.

In opera il cassone poggia su un basamento in pietrame scapolo 5-50 Kg dello spessore di 1m. Il terrapieno è costituito da materiale proveniente da salpamenti.

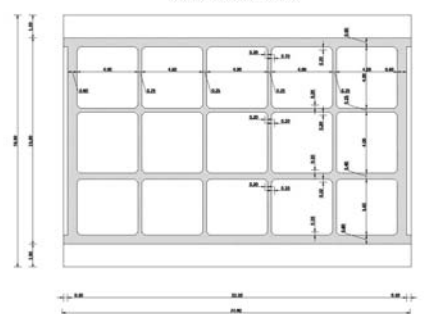
La sezione corrente del cassone è praticabile ma non destinata all'attracco delle imbarcazioni. Nelle figure seguenti sono riportate:

- la sezione trasversale del cassone tipo "4" e tipo "5" in opera con imbasamento -10.80m s.l.m.;
- la geometria dei cassoni prefabbricati:

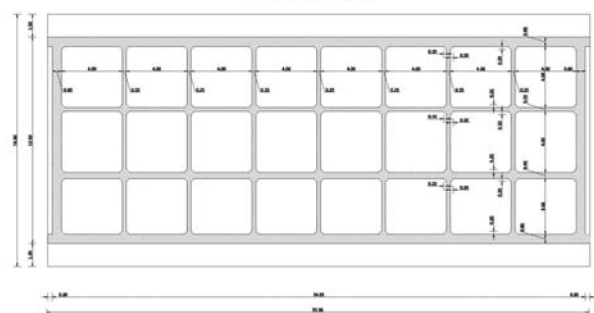
SEZIONE TRASVERSALE CASSONE TIPO "4" E TIPO "5"



SEZIONE CASSONE TIPO 4



SEZIONE CASSONE TIPO 5



Le verifiche dei cassoni, riportate nei relativi capitoli, sono suddivise in 3 parti:

- verifiche (preliminari) in fase di galleggiamento, trasporto e affondamento;
- verifiche geotecniche e di equilibrio (in esercizio);
- verifiche strutturali (in affondamento e in esercizio).

I cassoni sono progettati per una vita nominale di 100 anni con riferimento al D.M. 14 Gennaio 2008 – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” e per una vita utile di 50 anni con riferimento alle istruzioni CNR 1996 «Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime».

3.6. 3.2. MATERIALI

I materiali prescritti per l'esecuzione dell'opera e le relative proprietà sono di seguito descritte.

- **CALCESTRUZZO**

Classe di resistenza: C35 / 45

Classe di consistenza: S5 (cassoni), S4 (sovrastuttura)

Diametro massimo dell'aggregato: 20mm (cassoni), 32mm (sovrastuttura)

Classe di esposizione: XS2 – XS3

Copriferro: 55mm (cassoni), 50mm (sovrastuttura), 60mm (velette)

Resistenza a compressione

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg: $R_{ck} = 45MPa$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione 28gg: $f_{ck} = 35MPa$

Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43MPa$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$

Resistenza di calcolo a compressione di calcestruzzo: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83MPa$

Resistenza a trazione

Resistenza media a trazione semplice (assiale): $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21MPa$

Resistenza media a trazione per flessione: $f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.85MPa$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile del 5%): $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25MPa$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile del 95%): $f_{ctk} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.17MPa$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.50MPa$

Tensione tangenziale di aderenza di calcolo

Diametro barre $\phi \leq 32mm$: $\eta = 1$

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 2.25MPa$

Tensione tangenziale di aderenza caratteristica: $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 5.06MPa$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$

Tensione tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 3.37MPa$

Proprietà del calcestruzzo

Modulo elastico istantaneo: $E_c = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 34077.15MPa$

Coefficiente di Poisson del calcestruzzo (fessurato-non fessurato): $\nu_c = 0 - 0.2$

Coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo: $\alpha_c = 10^{-5} C^{-1}$

Peso dell'unità di volume del calcestruzzo non armato: $\gamma = 24 \frac{kN}{m^3}$

Peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato: $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$

- ACCIAIO PER C.A.

Tipo: B450C (per le armature poste a quota > -2.50 m s.l.m. è prevista la zincatura a caldo conforme alle UNI EN ISO 1461)

Proprietà dell'acciaio

Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson: $\nu_a = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G_a = \frac{E_a}{[2 \cdot (1 + \nu_a)]} = 80769 \text{ MPa}$

Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_a = 1.25 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Peso specifico: $\gamma_a = 7.85 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$

Resistenza

Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$

Valore nominale della tensione caratteristica di rottura: $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio: $\gamma_s = 1.5$

Resistenza di calcolo dell'acciaio (snervamento): $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.30 \text{ MPa}$

3.7. 3.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali e le verifiche geotecniche delle opere oggetto della presente relazione, sono stati eseguiti in accordo alle seguenti normative:

Strutture, Geotecnica, Carichi e Sovraccarichi:

- **D.M. 14 Gennaio 2008** – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** – “Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27);
- **D.M. del 16 Gennaio 1996** - “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- **Circolare LL.PP. del 04 luglio 1996 n° 156AA.GG./S.T.C.** – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».

Sismica:

- **Ordinanza PCM n.3274 20 Marzo 2003** – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- **D.M. 14 Gennaio 2008** – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.

Dighe marittime:

- **Ministero dei Lavori Pubblici - Consiglio Nazionale delle Ricerche** «Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime», Pubbl. GNCDI n. 1450, 1996.

3.8. 3.4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno sono stati ricavati dagli elaborati “4-Relazione Geologica” e “5-Relazione Geotecnica” allegati al presente progetto definitivo.

Da tali elaborati risulta che, nell’area interessata dalle opere in progetto, sono state eseguite successive campagne di indagini geotecniche (1987-2000-2003-2004-2014) dalle quali è stata rinvenuta: per il molo di Ponente la presenza di uno strato superficiale di sedimenti sabbiosi di spessore medio 0.40m che poggia su un substrato lapideo calcarenitico stratificato; per il molo di Levante la presenza di sabbia di medie caratteristiche. Per l’area della resecazione (molo di Levante), inoltre, i sondaggi non hanno evidenziato la presenza di roccia fino alla massima profondità indagata (circa -26m dalla quota fondale).

La profondità del fondale nell’area interessata dai cassoni varia mediamente tra le quote -8m e -10m su l.m.m.; la quota d’imbasamento dei cassoni (piano di posa della fondazione) è -10.80m su l.m.m..

Dalle indagini, in definitiva, è possibile definire, nell’area interessata dai cassoni del molo di Levante, un modello geotecnico “monostrato”, costituito da sabbie i cui valori caratteristici dei parametri sono riportati nella tabella seguente:

Profondità da quota fondale [m]	UNITÀ	γ [KN/m ³]	ϕ' [°]	c' [KPa]	E' [MPa]
0.00 / 26.00	Sabbia	18	30	0	10

Con riferimento ai parametri geotecnici dei materiali di rinfilanco, imbasamento e riempimento dei cassoni, si adottano, nelle verifiche degli stessi, i seguenti:

	γ [KN/m ³]	ϕ' [°]	c' [KPa]
Terrapieno cassone – materiale da salpamenti	19	30	0
Imbasamento per posa cassone – nucleo in pietrame 5-50Kg	19	40	0
Riempimento cassone - materiale arido saturo da demolizioni e salpamenti	20	25	0

3.9. VERIFICHE PRELIMINARI IN FASE DI GALLEGGIAMENTO, TRASPORTO E AFFONDAMENTO

Nella fase di trasporto, occorre assicurare la stabilità dei cassoni alla navigazione; in quella di affondamento occorre determinare la quantità di acqua (zavorra) necessaria all’affondamento del cassone. Nelle due fasi, le forze che agiscono sul cassone sono la forza peso e la spinta di galleggiamento.

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche preliminari con riferimento alle 2 tipologie di cassone della Resezione Banchina Alti Fondali: cassone tipo “4”, tipo “5”.

Nel calcolo si è assunto:

peso di volume c.a.: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ KN/m}^3$

peso specifico acqua di mare: $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$

3.5.1. Cassone tipo “4”

Nella tabella seguente si riporta il calcolo del peso e del baricentro del cassone in fase di trasporto (galleggiamento). La forza peso “P” deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento. Il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza $H_i = Z_{\max} - Z_{\min}$ aventi area della sezione trasversale “ A_i ” costante. Non è necessaria, per il caso in esame, l’introduzione di una zavorra di acqua per

l'ottimizzazione della posizione del baricentro e per migliorare la stabilità durante il trasporto.

Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto (cassone tipo "4")

TIPO "4"	Z_{min}	Z_{max}	A_i	H_i	V_i	γ	P_i	X_{Gi}	Y_{Gi}	Z_{Gi}	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto pieno	0.80	10.95	68.62	10.15	696.49	25	17412.33	11.40	8.13	5.88	198500.51	141523.99	102297.41
fori parete	9.10	11.75	-6.42	2.65	-17.01	25	-425.33	11.40	1.80	10.43	-4848.71	-765.59	-4434.01
asole 50x50	9.10	9.60	-0.50	0.50	-0.25	25	-6.25	11.40	3.93	9.35	-71.25	-24.53	-58.44
solettone	0.00	0.80	376.20	0.80	300.96	25	7524.00	11.40	8.25	0.40	85773.60	62073.00	3009.60
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto					ΣV_i		ΣP_i	X_G	Y_G	Z_G	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					980.19		24504.75	11.40	8.28	4.11	279354.15	202806.87	100814.56

Il peso del cassone "P", in fase di trasporto, risulta:

$$P = 24504.75 \text{ KN}$$

Il baricentro "G" ha coordinate:

$$X_G = 11.40 \text{ m}; Y_G = 8.28 \text{ m}; Z_G = 4.11 \text{ m}$$

Spinta di galleggiamento e Centro di carena in fase di trasporto (cassone tipo "4")

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell'altezza del fusto del cassone immerso che garantisce l'equilibrio tra la spinta di galleggiamento S_A ed il peso del cassone P:

TIPO "4"	A_i	H_{i-im}	V_i	γ	S_{Ai}	X_{Ci}	Y_{Ci}	Z_{Ci}	$S_{Ai} X_{Ci}$	$S_{Ai} Y_{Ci}$	$S_{Ai} Z_{Ci}$
	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	300.42	7.07	2125.25	10.10	21465.05	11.40	8.25	4.34	244701.62	177086.70	93096.86
solettone	376.20	0.80	300.96	10.10	3039.70	11.40	8.25	0.40	34652.53	25077.49	1215.88
Spinta di galleggiamento (S_A) e Centro di carena (C) in fase di trasporto				ΣV_i	ΣS_{Ai}	X_C	Y_C	Z_C	$\Sigma S_{Ai} X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Z_{Ci}$
				[m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
				2426.21	24504.75	11.40	8.25	3.85	279354.15	202164.19	94312.74

Dal calcolo risulta che l'altezza del fusto immersa è di 6.73m.

La spinta di Archimede " S_A " nella condizione di equilibrio al galleggiamento risulta:

$$S_A = P = 24504.75 \text{ KN}$$

Il centro di spinta "C" ha coordinate:

$$X_C = 11.40 \text{ m}; Y_C = 8.25 \text{ m}; Z_C = 3.85 \text{ m}$$

Piano di galleggiamento (cassone tipo "4")

La posizione del piano di galleggiamento risulta:

$$H_{fusto} = 10.95 \text{ m}$$

altezza fusto

$$H_{solettone \text{ base}} = 0.80 \text{ m}$$

altezza solettone di base

$$H_{cassone} = 11.75 \text{ m}$$

altezza totale cassone

$$H_{immersa} = 7.07 + 0.80 = 7.87 \text{ m}$$

altezza immersa (equilibrio peso-spinta di Archimede)

$$H_{emersa} = 11.75 - 7.87 = 3.88 \text{ m}$$

altezza emersa

Stabilità al galleggiamento (cassone tipo "4")

Indicando con "M" il metacentro, per la stabilità del cassone durante il trasporto, la distanza metacenrica "GM" deve essere:

$\geq 30 \text{ cm}$ per il trasporto in mare calmo;

≥ 50-70 cm per il trasporto in mare aperto.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo delle distanze metacentriche:

$Z_G = 4.11 \text{ m}$	baricentro
$Z_C = 3.85 \text{ m}$	centro di carena
$GC = 0.27 \text{ m}$	distanza baricentro - centro di carena
$V_{\text{imm}} = 2426.21 \text{ m}^3$	volume immerso
$I_{SG-T} = 4581.67 \text{ m}^4$	momento d'inerzia trasversale sezione di galleggiamento
$I_{SG-L} = 12399.81 \text{ m}^4$	momento d'inerzia longitudinale sezione di galleggiamento
$CM_T = I_{SG-T} / V_{\text{imm}} = 1.89 \text{ m}$	raggio metacentrico trasversale (distanza C-M)
$CM_L = I_{SG-L} / V_{\text{imm}} = 5.11 \text{ m}$	raggio metacentrico longitudinale (distanza C-M)
$GM_T = CM_T - GC = 1.62 \text{ m}$	distanza metacentrica trasversale
$GM_L = CM_L - GC = 4.85 \text{ m}$	distanza metacentrica longitudinale

Per il caso in esame il cassone risulta stabile in fase di trasporto:

$$GM = \min [GM_T; GM_L] = 1.62 \text{ m} > 0.30 \text{ m}$$

Affondamento dei cassoni (cassone tipo "4")

Nella fase di affondamento del cassone (piano di posa a -10.80m l.m.m.) è previsto il riempimento delle celle con acqua di mare. Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell'altezza e del volume d'acqua di riempimento necessario per l'affondamento:

TIPO "4"	$Z_{\min}$	$Z_{\max}$	A_i	H_i	V_i	γ	P_i	X_{Gi}	Y_{Gi}	Z_{Gi}	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto pieno	0.80	10.95	68.62	10.15	696.49	25	17412.33	11.40	8.13	5.88	198500.51	141523.99	102297.41
fori parete	9.10	11.75	-6.42	2.65	-17.01	25	-425.33	11.40	1.80	10.43	-4848.71	-765.59	-4434.01
asole 50x50	9.10	9.60	-0.50	0.50	-0.25	25	-6.25	11.40	3.93	9.35	-71.25	-24.53	-58.44
solettone	0.00	0.80	376.20	0.80	300.96	25	7524.00	11.40	8.25	0.40	85773.60	62073.00	3009.60
zavorra 1	0.80	4.47	79.60	3.67	292.43	10.10	2953.59	11.40	3.93	2.64	33670.92	11592.84	7788.32
zavorra 2	0.80	4.47	79.60	3.67	292.43	10.10	2953.59	11.40	8.15	2.64	33670.92	24071.75	7788.32
zavorra 3	0.80	4.47	72.60	3.67	266.72	10.10	2693.85	11.40	12.40	2.64	30709.91	33403.76	7103.42
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in affondamento						ΣV_i	ΣP_i	X_G	Y_G	Z_G	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
						[m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
						1831.78	33105.78	11.40	8.21	3.73	377405.89	271875.22	123494.62
			A_i	H_{i-im}	V_i	γ	S_{Ai}	X_{Ci}	Y_{Ci}	Z_{Ci}	$S_{Ai} X_{Ci}$	$S_{Ai} Y_{Ci}$	$S_{Ai} Z_{Ci}$
			[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto			300.42	10.00	3004.20	10.10	30342.42	11.4	8.25	5.80	345903.59	250324.97	175986.04
solettone			342.00	0.8	273.6	10.10	2763.36	11.4	7.5	0.40	31502.30	20725.20	1105.34
Spinta di galleggiamento (S_A) e Centro di carena (C) in affondamento						ΣV_i	ΣS_{Ai}	X_C	Y_C	Z_C	$\Sigma S_{Ai} X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Z_{Ci}$
						[m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
						3277.80	33105.78	11.40	8.19	5.35	377405.89	271050.17	177091.38

Dall'equilibrio tra forza peso ($P=33105.78 \text{ KN}$) e spinta di galleggiamento ($S_A=33105.78 \text{ KN}$) risulta che l'altezza immersa è $10.00+0.80=10.80\text{m}$ e l'altezza emersa è pari a 0.95m . L'altezza della zavorra d'acqua all'interno delle celle (1:lato mare, 2:interne, 3: lato porto) per l'affondamento del cassone deve essere di 3.67m , e il corrispondente volume totale di acqua risulta di 851.59 m^3 .

3.5.2. Cassone tipo “5”

Nella tabella seguente si riporta il calcolo del peso e del baricentro del cassone in fase di trasporto (galleggiamento). La forza peso “P” deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento. Il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza $H_i = Z_{\max} - Z_{\min}$ aventi area della sezione trasversale “ A_i ” costante. Non è necessaria, per il caso in esame, l’introduzione di una zavorra di acqua per l’ottimizzazione della posizione del baricentro e per migliorare la stabilità durante il trasporto.

Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto (cassone tipo “5”)

TIPO “5”	$Z_{\min}$	$Z_{\max}$	A_i	H_i	V_i	γ	P_i	X_{Gi}	Y_{Gi}	Z_{Gi}	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto pieno	0.80	10.95	101.67	10.15	1031.90	25	25797.49	17.78	8.12	5.88	458550.45	209425.01	151560.28
fori parete	9.10	11.75	-10.27	2.65	-27.22	25	-680.52	17.78	1.80	10.43	-12096.24	-1224.94	-7094.42
asole 50x50	9.10	9.60	-0.88	0.50	-0.44	25	-10.94	17.78	4.90	9.35	-194.41	-53.59	-102.27
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto					ΣV_i		ΣP_i	X_G	Y_G	Z_G	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					1473.50		36837.54	17.78	8.28	4.05	654787.21	304931.36	149056.19

Il peso del cassone “P”, in fase di trasporto, risulta:

$$P = 36837.54 \text{ KN}$$

Il baricentro “G” ha coordinate:

$$X_G = 17.775 \text{ m}; Y_G = 8.28 \text{ m}; Z_G = 4.05 \text{ m}$$

Spinta di galleggiamento e Centro di carena in fase di trasporto (cassone tipo “5”)

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell’altezza del fusto del cassone immerso che garantisce l’equilibrio tra la spinta di galleggiamento S_A ed il peso del cassone P:

TIPO “5”	A _i	H _{i-im}	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Ci}	Y _{Ci}	Z _{Ci}	S _{Ai} X _{Ci}	S _{Ai} Y _{Ci}	S _{Ai} Z _{Ci}
	[m²]	[m]	[m³]	[KN/m³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	472.55	6.73	3178.02	10.10	32098.01	17.78	8.25	4.16	570542.13	264808.58	133613.26
solettone	586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in fase di trasporto			ΣV _i		ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Ci}	ΣS _{Ai} Y _{Ci}	ΣS _{Ai} Z _{Ci}
			[m³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
			3647.28		36837.54	17.78	8.25	3.68	654787.21	303909.67	135509.07

Dal calcolo risulta che l’altezza del fusto immersa è di 6.73m.

La spinta di Archimede “ S_A ” nella condizione di equilibrio al galleggiamento risulta:

$$S_A = P = 36837.54 \text{ KN}$$

Il centro di spinta “C” ha coordinate:

$$X_C = 17.775 \text{ m}; Y_C = 8.25 \text{ m}; Z_C = 3.68 \text{ m}$$

Piano di galleggiamento (cassone tipo “5”)

La posizione del piano di galleggiamento risulta:

$H_{\text{fusto}} = 10.95 \text{ m}$ altezza fusto
 $H_{\text{solettone base}} = 0.80 \text{ m}$ altezza solettone di base
 $H_{\text{cassone}} = 11.75 \text{ m}$ altezza totale cassone
 $H_{\text{immersa}} = 6.73 + 0.80 = 7.53 \text{ m}$ altezza immersa (equilibrio peso-spinta di Archimede)
 $H_{\text{emersa}} = 11.75 - 7.53 = 4.22 \text{ m}$ altezza emersa

Stabilità al galleggiamento (cassone tipo "5")

Indicando con "M" il metacentro, per la stabilità del cassone durante il trasporto, la distanza metacentrica "GM" deve essere:

≥ 30 cm per il trasporto in mare calmo;

≥ 50-70 cm per il trasporto in mare aperto.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo delle distanze metacentriche:

$Z_G = 4.05 \text{ m}$ baricentro
 $Z_C = 3.68 \text{ m}$ centro di carena
 $GC = 0.37 \text{ m}$ distanza baricentro - centro di carena
 $V_{\text{imm}} = 3647.28 \text{ m}^3$ volume immerso
 $I_{SG-T} = 7195.82 \text{ m}^4$ momento d'inerzia trasversale sezione di galleggiamento
 $I_{SG-L} = 48251.62 \text{ m}^4$ momento d'inerzia longitudinale sezione di galleggiamento
 $CM_T = I_{SG-T} / V_{\text{imm}} = 1.97 \text{ m}$ raggio metacentrico trasversale (distanza C-M)
 $CM_L = I_{SG-L} / V_{\text{imm}} = 13.23 \text{ m}$ raggio metacentrico longitudinale (distanza C-M)
 $GM_T = CM_T - GC = 1.61 \text{ m}$ distanza metacentrica trasversale
 $GM_L = CM_L - GC = 12.86 \text{ m}$ distanza metacentrica longitudinale

Per il caso in esame il cassone risulta stabile in fase di trasporto:

$GM = \min [GM_T; GM_L] = 1.61 \text{ m} > 0.30 \text{ m}$

Affondamento dei cassoni (cassone tipo "5")

Nella fase di affondamento del cassone (piano di posa a -10.80m l.m.m.) è previsto il riempimento delle celle con acqua di mare. Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell'altezza e del volume d'acqua di riempimento necessario per l'affondamento:

TIPO "5"	$Z_{\min}$	$Z_{\max}$	A_i	H_i	V_i	γ	P_i	X_{Gi}	Y_{Gi}	Z_{Gi}	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto pieno	0.80	10.95	101.67	10.15	1031.90	25	25797.49	17.78	8.12	5.88	458550.45	209425.01	151560.28
fori parete	9.10	11.75	-10.27	2.65	-27.22	25	-680.52	17.78	1.80	10.43	-12096.24	-1224.94	-7094.42
asole 50x50	9.10	9.60	-0.88	0.50	-0.44	25	-10.94	17.78	4.90	9.35	-194.41	-53.59	-102.27
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
zavorra 1	0.80	4.97	116.16	4.17	484.66	10.10	4895.03	17.78	3.93	2.89	87009.16	19212.99	14127.83
zavorra 2	0.80	4.97	127.36	4.17	531.39	10.10	5367.00	17.78	8.15	2.89	95398.47	43741.07	15490.02
zavorra 3	0.80	4.97	127.36	4.17	531.39	10.10	5367.00	17.78	12.40	2.89	95398.47	66550.83	15490.02
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in affondamento					ΣV_i		ΣP_i	X_G	Y_G	Z_G	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					3020.93		52466.57	17.78	8.28	3.70	932593.30	434436.25	194164.07
			A_i	H_{i-im}	V_i	γ	S_{Ai}	X_{Ci}	Y_{Ci}	Z_{Ci}	$S_{Ai} X_{Ci}$	$S_{Ai} Y_{Ci}$	$S_{Ai} Z_{Ci}$
			[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto			472.55	10.00	4725.45	10.10	47727.05	17.78	8.25	5.80	848348.22	393748.12	276816.86
solettone			586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
Spinta di galleggiamento (S_A) e Centro di carena (C) in affondamento					ΣV_i		ΣS_{Ai}	X_C	Y_C	Z_C	$\Sigma S_{Ai} X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Z_{Ci}$
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					5194.71		52466.57	17.78	8.25	5.31	932593.30	432849.21	278712.67

Dall'equilibrio tra forza peso ($P=52466.57$ KN) e spinta di galleggiamento ($S_A=52466.57$ KN) risulta che l'altezza immersa è $10.00+0.80=10.80$ m e l'altezza emersa è pari a 0.95 m. L'altezza della zavorra d'acqua all'interno delle celle (1:lato mare, 2:interne, 3: lato porto) per l'affondamento del cassone deve essere di 4.17 m, e il corrispondente volume totale di acqua risulta di 1547.43 m³.

3.10. 3.6. DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO

In fase di esercizio, sul cassone agiscono azioni permanenti (peso del cassone, del riempimento e della sovrastruttura; peso del rinfiaco sul dente di fondazione lato mare; spinta di galleggiamento; pressione dell'acqua; spinta del terrapieno sulla parete lato mare) ed azioni variabili (tiro bitte, sovraccarichi). Poichè l'opera si trova all'interno del porto e non è direttamente esposta al moto ondoso non si considerano le azioni variabili legate al moto ondoso (cresta, cavo dell'onda). In fase sismica agiscono le forze d'inerzia legate alle masse, la spinta idrodinamica dell'acqua e la spinta sismica del terrapieno.

Le azioni ed i relativi simboli utilizzati nelle verifiche sono le seguenti:

Azioni permanenti:

Peso proprio cassone e sovrastruttura: P

Spinta di galleggiamento (Archimede): S_A

Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura: $P_{all} = P - S_A$

Peso (alleggerito) rinfiaco su dente fondazione cassone lato porto: P_{dente}

Spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti lato mare e lato porto: $U_{idr-mare}$, $U_{idr-porto}$

Spinta attiva (scheletro solido) rinfiaco su parete cassone lato porto: S'_a

Spinta attiva sovraccarico permanente su terrapieno (pavimentazione): $S_{sovr-perm}$

Azioni variabili:

Sovraccarico variabile su soletta sovrastruttura cassone: PQ_{sol}

Spinta attiva sovraccarico variabile su terrapieno: $S_{sovr-var}$

Azioni sismiche:

Forze inerziali delle masse del cassone e sovrastruttura: F_{in}

Forze inerziali peso rinfiaco in pietrame su dente fondazione lato porto: $F_{in\ dente}$

Sovrappinta sismica (scheletro s.) rinfiaco pietrame su parete cassone lato porto: $\Delta S'_{a-sism}$

Sovrappinta sismica sovraccarico permanente su parete cassone lato porto: $\Delta S'_{p-sism}$

Sovrappinta sismica sovraccarico variabile su parete cassone lato porto: $\Delta S'_{q-sism}$

Spinta idrodinamica dell'acqua in fase sismica lato mare e lato porto: $U_{din-mare}$, $U_{din-porto}$

Con riferimento ai pesi, nei calcoli si è assunto:

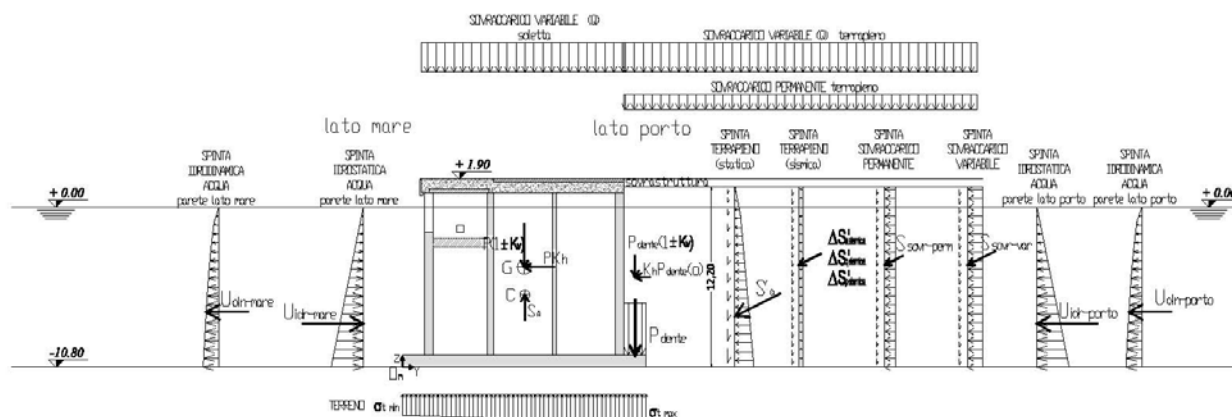
peso di volume calcestruzzo armato / non armato: $\gamma_{c.a.} = 25$ KN/m³ / $\gamma_{cls} = 24$ KN/m³

peso specifico acqua di mare: $\gamma_w = 10.10$ KN/m³

peso materiale arido saturo di riempimento cassone: $\gamma_{arido} = 20$ KN/m³

peso di volume (saturo) rinfiaco: $\gamma_{pietr} = 19$ KN/m³

Lo schema di calcolo per le verifiche in esercizio è rappresentato nella figura seguente:



3.11.3.7. AZIONI PERMANENTI

3.7.1. Peso e baricentro del cassone in esercizio

Nella tabella seguente si riporta il calcolo del peso e la posizione e del baricentro del cassone in esercizio, comprendente il riempimento in materiale arido e la sovrastruttura.

Peso totale e baricentro del cassone in esercizio (cassone tipo “5”)

TIPO “5”	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	10.95	101.67	10.15	1031.90	25	25797.49	17.78	8.12	5.88	458550.45	209425.01	151560.28
fori pareti	9.10	11.75	-10.27	2.65	-27.22	25	-680.52	17.78	1.80	10.43	-12096.24	-1224.94	-7094.42
asole 50x50	9.10	9.60	-0.88	0.50	-0.44	25	-10.94	17.78	4.90	9.35	-194.41	-53.59	-102.27
solettone base	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
magrone c. mare	8.10	8.70	116.16	0.60	69.70	24	1672.70	17.78	3.93	8.40	29732.31	6565.36	14050.71
arido c. mare	0.80	8.10	116.16	7.30	847.97	20	16959.36	17.78	3.93	4.45	301452.62	66565.49	75469.15
magrone c. int.	11.55	11.75	127.36	0.20	25.47	24	611.33	17.78	8.15	11.65	10866.36	4982.32	7121.97
arido c. int.	0.80	11.55	127.36	10.75	1369.12	20	27382.40	17.78	8.15	6.18	486722.16	223166.56	169086.32
magrone c. porto	11.55	11.75	127.36	0.20	25.47	24	611.33	17.78	12.40	11.65	10866.36	7580.47	7121.97
arido c. porto	0.80	11.55	127.36	10.75	1369.12	20	27382.40	17.78	12.40	6.18	486722.16	339541.76	169086.32
pavimentazione	12.50	12.70	1.77	35.55	62.92	23	1447.24	17.78	10.58	12.60	25724.70	15304.57	18235.23
sovrastuttura	11.75	12.70	11.25	35.55	399.76	25	9993.99	17.78	7.77	12.17	177643.24	77636.31	121586.67
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in esercizio					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					5643.03		122898.29	17.78	8.51	5.95	2184517.11	1046274.20	730814.53

Il peso totale del cassone e della sovrastruttura “P” risulta: $P = 122898.29 \text{ KN}$

Il baricentro “G” ha coordinate: $X_G = 17.775 \text{ m}$; $Y_G = 8.51 \text{ m}$; $Z_G = 5.95 \text{ m}$

3.7.2. Spinta di galleggiamento

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della spinta di galleggiamento e la posizione del centro di spinta del cassone in esercizio.

Spinta di Archimede e centro di spinta casone in esercizio (cassone tipo “5”)

TIPO “5”	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	10.80	101.67	10.00	1016.65	10.10	10268.17	17.78	8.12	5.80	182516.63	83357.35	59555.36
fori pareti	9.10	10.80	-10.27	1.70	-17.46	10.10	-176.37	17.78	1.80	9.95	-3134.98	-317.47	-1754.88
asole 50x50	9.10	9.60	-0.88	0.50	-0.44	10.10	-4.42	17.78	4.90	9.35	-78.54	-21.65	-41.32
solettone base	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
magrone c. mare	8.10	8.70	116.16	0.60	69.70	10.10	703.93	17.78	3.93	8.40	12512.35	2762.92	5913.01
arido c. mare	0.80	8.10	116.16	7.30	847.97	10.10	8564.48	17.78	3.93	4.45	152233.58	33615.57	38111.92
arido c. int.	0.80	10.80	127.36	10.00	1273.60	10.10	12863.36	17.78	8.15	5.80	228646.22	104836.38	74607.49
arido c. porto	0.80	10.80	127.36	10.00	1273.60	10.10	12863.36	17.78	12.40	5.80	228646.22	159505.66	74607.49
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in esercizio						ΣV _i	ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Gi}	ΣS _{Ai} Y _{Gi}	ΣS _{Ai} Z _{Gi}
						[m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
						4932.87	49822.03	17.78	8.49	5.08	885586.55	422839.86	252894.87

La spinta di Archimede “S_A” risulta: S_A = 49822.03 KN

Il centro di spinta “C” ha coordinate: X_C = 17.775 m; Y_C = 8.49 m; Z_C = 5.08 m

Il peso alleggerito del cassone e della sovrastruttura risulta:

$$P_{all} = P - S_A = 122898.29 - 49822.03 = 73076.26 \text{ KN}$$

Il punto di applicazione del peso alleggerito: X_C = 17.775 m; Y_C = 8.53 m; Z_C = 6.54 m.

3.7.3. Spinta idrostatica dell’acqua

La spinta dell’acqua sulle pareti del cassone, a metro di profondità, si calcola con l’espressione:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

in cui:

γ_w = peso specifico dell’acqua;

H = altezza della parete su cui agisce la spinta idrostatica;

La spinta è applicata ad H/3 dal fondo della parete.

Calcolo della spinta idrostatica sulle pareti

$$\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3;$$

$$H = 10.80 \text{ m};$$

$L = 35.55 \text{ m};$

Spinta idrostatica: $U_{idr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 10.10 \times 10.80^2 \times 35.55 = 20940.09 \text{ KN}$

Braccio della spinta idrostatica: $b_{U_{idr}} = H / 3 = 10.80 / 3 = 3.60 \text{ m}$

3.7.4. Spinta attiva terrapieno su parete lato mare in assenza di sisma

La spinta attiva in assenza di sisma “ S_a ” è data dalla seguente espressione:

$$S_a = S_a' + U_{idr}$$

in cui:

S_a' = spinta attiva dello scheletro solido;

U_{idr} = spinta idrostatica dell'acqua;

La spinta dello scheletro solido “ S_a' ” (a metro di profondità) è somma del contributo sopra e sotto falda (l.m.m.):

$$S_a' (\text{sopra} - \text{falda}) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2$$

$$S_a' (\text{sotto} - \text{falda}) = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w$$

$$S_a' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2 + \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w$$

in cui:

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso di volume sommerso del terreno spingente;

γ = peso di volume del terreno spingente;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

d_w = altezza terrapieno sopra-falda (l.m.m.);

h_w = altezza terrapieno sotto-falda (l.m.m.);

$d_w + h_w = H$ altezza totale della parete su cui agisce la spinta;

Il coefficiente di spinta attiva si calcola con la relazione di **Muller & Breslau, 1906**:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \varepsilon)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \varepsilon)}} \right]^2}$$

in cui:

ψ = angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale;

ϕ' = angolo di attrito di calcolo;

δ = angolo di attrito terra-parete;

ε = angolo di inclinazione del terrapieno;

La spinta attiva dello scheletro solido sopra e sotto falda (l.m.m.) è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo $(\psi + \delta)$; le componenti valgono:

- componente orizzontale: $S_a' (o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta)$

- componente verticale: $S_a' (v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta)$

I bracci della spinta, indicando con “B” la larghezza della fondazione del cassone, e con Z_{pp} la quota del piano di posa del cassone, risultano:

braccio della componente orizzontale rispetto al polo lato porto:

- sopra-falda (l.m.m.): $b_{Sa'(O)} = Z_{pp} + \frac{d_w}{3}$
- sotto-falda (l.m.m.): $b_{Sa'(O)} = \frac{h_w}{3} \cdot \frac{3\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w}{2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w}$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare:

- sopra/sotto-falda (l.m.m.): $b_{Sa'(V)-mare} = B$

Calcolo della spinta attiva del terrapieno su parete lato mare in assenza di sisma

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3;$$

$$\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3;$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 8.90 \text{ KN/m}^3;$$

$$d_w = 1.40 \text{ m};$$

$$h_w = 10.80 \text{ m};$$

$$H = 12.20 \text{ m};$$

$$f'_k = 30^\circ;$$

$$\psi = 0^\circ;$$

$$e = 0^\circ;$$

$$L = 35.55 \text{ m};$$

$$B = 16.50 \text{ m};$$

combinazioni con coefficienti parziali M1:

$$\gamma_{f'} = 1;$$

$$f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 30^\circ;$$

$$d = (2/3) \times f'_d = 20^\circ.00;$$

$$K_a = \frac{\cos^2(30-0)}{\cos^2 0 \times \cos(0+20) \times \left[1 + \frac{\sin(30+20) \times \sin(30-0)}{\cos(0+20) \times \cos(0-0)} \right]^2} = 0.297$$

sopra-falda (l.m.m.):

$$S_a' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.297 \times 1.40^2 \times 35.55 = 5.54 \times 35.55 = 196.80 \text{ KN}$$

$$S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta) = 196.80 \times \cos(0 + 20) = 184.94 \text{ KN}$$

$$S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta) = 196.80 \times \sin(0 + 20) = 67.31 \text{ KN}$$

sotto-falda (l.m.m.):

$$S_a' = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w \cdot L = \frac{1}{2} \times (2 \times 19 \times 1.4 + 8.90 \times 10.8) \times 0.297 \times 35.55 = 239.73 \times 35.55 = 8522.49 \text{ KN}$$

$$S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta) = 8522.49 \times \cos(0 + 20) = 8008.52 \text{ KN}$$

$$S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta) = 8522.49 \times \sin(0 + 20) = 2914.86 \text{ KN}$$

combinazioni con coefficienti parziali M2:

$$\gamma_{f'} = 1.25;$$

$$f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 24^\circ.79;$$

$$d = (2/3) \times f'_d = 16^\circ.53;$$

$$K_a = \frac{\cos^2(24.79 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 16.53) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.79 + 16.53) \cdot \sin(24.79 - 0)}{\cos(0 + 16.53) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.364$$

sopra-falda (l.m.m.):

$$S_a' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.364 \times 1.40^2 \times 35.55 = 6.77 \times 35.55 = 240.77 \text{ KN}$$

$$S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta) = 240.77 \times \cos(0 + 16.53) = 230.82 \text{ KN}$$

$$S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta) = 240.77 \times \sin(0 + 16.53) = 68.49 \text{ KN}$$

sotto-falda (l.m.m.):

$$S_a' = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w \cdot L = \frac{1}{2} \times (2 \times 19 \times 1.4 + 8.9 \times 10.8) \times 0.364 \times 35.55 = 293.29 \times 35.55 = 10426.31 \text{ KN}$$

$$S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta) = 10426.31 \times \cos(0 + 16.53) = 9995.53 \text{ KN}$$

$$S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta) = 10426.31 \times \sin(0 + 16.53) = 2966.03 \text{ KN}$$

bracci della spinta:

braccio della componente orizzontale:

$$\text{ - sopra-falda (l.m.m.): } b_{Sa'(o)} = Z_{pp} + \frac{d_w}{3} = 10.80 + \frac{1.4}{3} = 11.27 \text{ m}$$

$$\text{ - sotto-falda (l.m.m.): } b_{Sa'(o)} = \frac{h_w}{3} \cdot \frac{3\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w}{2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w} = \frac{10.80}{3} \cdot \frac{3 \cdot 19 \cdot 1.4 + 8.90 \cdot 10.80}{2 \cdot 19 \cdot 1.4 + 8.90 \cdot 10.80} = 4.24 \text{ m}$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare:

$$\text{ - sopra/sotto-falda (l.m.m.): } b_{Sa'(v)-mare} = B = 16.50 \text{ m}$$

Risultante spinta attiva scheletro solido sopra/sotto falda (l.m.m.):

comb. M1	$S_a' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2 \cdot L + \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w \cdot L = 196.80 + 8522.49 = 8719.29 \text{ KN}$
	$S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta) = 8719.29 \times \cos(0 + 20) = 8193.46 \text{ KN}$
	$S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta) = 8719.29 \times \sin(0 + 20) = 2982.17 \text{ KN}$
	$b_{Sa'(o)} = \Sigma S_a'(o) \cdot b_{Sa'(o)} / \Sigma S_a'(o) = 4.40 \text{ m}$
	$b_{Sa'(v)-mare} = B = 16.50 \text{ m}$
comb. M2	$S_a' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2 \cdot L + \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w \cdot L = 240.77 + 10426.31 = 10667.08 \text{ KN}$
	$S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta) = 10667.08 \times \cos(0 + 16.53) = 10226.35 \text{ KN}$
	$S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta) = 10667.08 \times \sin(0 + 16.53) = 3034.53 \text{ KN}$
	$b_{Sa'(o)} = \Sigma S_a'(o) \cdot b_{Sa'(o)} / \Sigma S_a'(o) = 4.40 \text{ m}$
	$b_{Sa'(v)-mare} = B = 16.50 \text{ m}$

3.7.5. Spinta attiva sovraccarico permanente su terrapieno in assenza di sisma

Il sovraccarico permanente sul terrapieno è costituito dal peso della pavimentazione sul terrapieno (l'altezza della fondazione in tout-venant di 0.50m è compresa nel calcolo della spinta del terrapieno) e vale a m²:

	sp. [m]	γ [KN/m ³]	p_i [KN/m ²]
binder	0.10	23	2.30
base	0.10	23	2.30
misto cementato	0.30	20	6.00
P_{PAV}		Tot.	10.60

La spinta attiva del sovraccarico permanente sul terrapieno in assenza di sisma “S_a” è data dalla seguente espressione (a metro di profondità):

$$S_{sovr-perm} = P_{pav} \cdot H \cdot K_a$$

in cui:

P_{PAV} = peso pavimentazione;

H = altezza totale della parete su cui agisce la spinta;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

Il coefficiente di spinta attiva è lo stesso di quello calcolato per la spinta attiva del terrapieno (Muller-Breslau, f'_k = 30°; $\psi = 0^\circ$; e = 0°; d=(2/3)f'_d).

La spinta attiva del sovraccarico permanente sul terrapieno è applicata a metà altezza della parete, ed è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo ($\psi+d$); le componenti valgono:

- componente orizzontale: $S_{sovr-perm}(o) = S_{sovr-perm} \cdot \cos(\psi + \delta)$
- componente verticale: $S_{sovr-perm}(v) = S_{sovr-perm} \cdot \sin(\psi + \delta)$

I bracci delle componenti della spinta, indicando con “B” la larghezza della fondazione del cassone, risultano:

braccio della componente orizzontale rispetto al polo lato porto: $b_{Ssovr-perm(o)} = H / 2$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto: $b_{Ssovr-perm(v)} = B$

Calcolo della spinta attiva del sovraccarico permanente sul terrapieno in assenza di sisma

H = 12.20 m;

f'_k = 30°;

$\psi = 0^\circ$;

e = 0°;

L = 35.55 m;

B = 16.50 m;

combinazioni M1: f'_d = 30°.00, K_a = 0.297, $\delta = 20^\circ.00$

combinazioni M2: f'_d = 24°.79, K_a = 0.364, $\delta = 16^\circ.53$

La spinta del sovraccarico, le componenti orizzontale e verticale ed i bracci rispetto al polo lato mare risultano:

comb. M1	$S_{sovr-perm} = P_{pav} \cdot H \cdot K_a \cdot L = 10.60 \times 12.20 \times 0.297 \times 35.55 = 38.45 \times 35.55 = 1366.85 KN$
	$S_{sovr-perm}(o) = S_{sovr-perm} \cdot \cos(\psi + \delta) = 1366.85 \times \cos(0 + 20) = 1284.424 KN$
	$S_{sovr-perm}(v) = S_{sovr-perm} \cdot \sin(\psi + \delta) = 1366.85 \times \sin(0 + 20) = 467.49 KN$
	$b_{S_{sovr-perm}(o)} = H / 2 = 6.10 m$
	$b_{S_{sovr-perm}(v)} = B = 16.50 m$
comb. M2	$S_{sovr-perm} = P_{pav} \cdot H \cdot K_a \cdot L = 10.60 \times 12.20 \times 0.364 \times 35.55 = 47.04 \times 35.55 = 1672.19 KN$
	$S_{sovr-perm}(o) = S_{sovr-perm} \cdot \cos(\psi + \delta) = 1672.19 \times \cos(0 + 16.53) = 1603.10 KN$
	$S_{sovr-perm}(v) = S_{sovr-perm} \cdot \sin(\psi + \delta) = 1672.19 \times \sin(0 + 16.53) = 475.70 KN$
	$b_{S_{sovr-perm}(o)} = H / 2 = 6.10 m$
	$b_{S_{sovr-perm}(v)} = B = 16.50 m$

3.7.6. Peso rinfianco su dente di fondazione del cassone (lato porto)

Il peso del rinfianco si calcola con la relazione:

$$P_{dente} = \Sigma p_i \cdot b \cdot L$$

in cui:

Σp_i = somma pesi a m² della pavimentazione e del rinfianco in pietrame;

L = lunghezza del cassone;

b = larghezza dente di fondazione del cassone;

Indicando con "B" la larghezza della fondazione del cassone, il braccio della forza rispetto al polo lato mare: $b_{pdente-mare} = B - b / 2$

Calcolo peso rinfianco su dente di fondazione del cassone (lato mare)

b = 1.50 m;

L = 35.55 m;

B=16.50m.

I pesi, gli spessori della pavimentazione e l'altezza del rinfianco in pietrame sono riportati nella seguente tabella:

Pavimentazione:	h [m]	γ [KN/m ³]	p_i [KN/m ²]
binder	0.10	23	2.30
base	0.10	23	2.30
misto cementato	0.30	20	6.00
Tout-venant	0.50	19	9.50
Rinfianco in pietrame:			
rinterro sopra falda (l.m.m.)	0.90	19	17.10
rinterro sotto falda (l.m.m.)	10.90	8.90	89.00
		Tot.	126.20

Peso rinfianco: $P_{dente} = \Sigma p_i \cdot b \cdot L = 126.20 \times 1.50 \times 35.55 = 6729.62 \text{ KN}$

braccio della forza rispetto al polo lato mare: $b_{pdente-mare} = B - b / 2 = 15.75 \text{ m}$

3.7.7. Azioni interne celle riempimento cassone per verifiche strutturali

All'interno dei cassoni è previsto un riempimento con materiale arido saturo proveniente da salpamenti e demolizioni di altezza H variabile all'interno delle celle. Sulle pareti interne del cassone agisce la spinta (a riposo) del materiale arido (s'_{arido}); sul fondo delle celle agisce il peso (alleggerito) dello stesso materiale arido (P_{arido}). Tali azioni si considerano solo nelle verifiche strutturali.

Pressione sul fondo e spinta sulle pareti a metro di profondità, si calcolano con le relazioni:

$$s'_{arido} = \frac{1}{2} \gamma'_{arido} \cdot K_0 \cdot H^2_{arido}$$

$$P_{arido} = \gamma'_{arido} \cdot H_{arido}$$

in cui:

$$\gamma_{arido} = 20 \text{ KN/m}^3;$$

$$\gamma'_{arido} = \gamma_{arido} - \gamma_w = 9.90 \text{ KN/m}^3;$$

$$H_{arido} = 7.30 \text{ m celle lato mare}; H_{arido} = 10.95 \text{ m celle interne e lato porto};$$

$$f'_k = 25^\circ; \gamma_{f'} = 1 \text{ (comb. M1)}; f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 25^\circ; K_0 = 1 - \sin f'_d = 0.577.$$

3.12. 3.8. AZIONI VARIABILI

Le azioni variabili considerate nelle verifiche dei cassoni sono costituite dai sovraccarichi sul terrapieno e sulla soletta della sovrastruttura del cassone. Poichè l'opera si trova all'interno del porto, e non è direttamente esposta alle azioni estreme del moto ondoso, non si considerano le azioni variabili dovute alla cresta o cavo dell'onda. Le azioni ed i relativi simboli utilizzati nelle verifiche sono descritti nei paragrafi seguenti.

3.8.1. Sovraccarico variabile

Si adotta, sul molo, un sovraccarico variabile $Q = 40 \text{ KN/m}^2 (\cong 4 \text{ t/m}^2)$.

Con riferimento alla posizione del sovraccarico, per le verifiche dei cassoni sono stati considerati 4 casi:

- 1) sovraccarico variabile assente;
- 2) sovraccarico variabile su soletta sovrastruttura cassone;
- 3) sovraccarico variabile su terrapieno;
- 4) sovraccarico variabile su terrapieno e soletta sovrastruttura cassone.

Sovraccarico variabile su soletta (sovrastruttura)

L'azione complessiva sul cassone si calcola con l'espressione:

$$PQ_{sol} = Q \cdot B_{sol} \cdot L$$

in cui:

$$Q = 40 \text{ KN/m}^2 \text{ è il sovraccarico variabile}$$

$$B_{sol} = 13.70 \text{ m è la larghezza trasversale della soletta (sovrastruttura)}$$

$$L = 35.55 \text{ m è la lunghezza del cassone}$$

Si ricava:

$$PQ_{sol} = Q \cdot B_{sol} \cdot L = 40 \times 13.70 \times 35.55 = 19481.40 \text{ KN}$$

Il braccio della forza rispetto al polo lato mare, vale: $b_{PQ_{sol}-mare} = 8.15 \text{ m}$

Sovraccarico variabile su terrapieno

Il sovraccarico sul terrapieno genera una spinta (a metro di profondità) data da:

$$S_{sovr-var} = Q \cdot H \cdot K_a$$

in cui:

Q è il sovraccarico variabile

H è altezza della parete su cui agisce la spinta;

K_a è coefficiente di spinta attiva.

Il coefficiente di spinta attiva è lo stesso di quello calcolato per la spinta attiva del terrapieno (Muller-Breslau, $f'_k = 30^\circ$; $\psi = 0^\circ$; $e = 0^\circ$; $d = (2/3)f'_d$).

La spinta attiva del sovraccarico variabile sul terrapieno è applicata a metà altezza della parete, ed è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo ($\psi + d$); le componenti valgono:

- componente orizzontale: $S_{sovr-var}(o) = S_{sovr-var} \cdot \cos(\psi + \delta)$
- componente verticale: $S_{sovr-var}(v) = S_{sovr-var} \cdot \sin(\psi + \delta)$

I bracci delle componenti della spinta, indicando con "B" la larghezza della fondazione del cassone, risultano:

braccio della componente orizzontale rispetto al polo lato mare: $b_{S_{sovr-var}(o)} = H / 2$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare: $b_{S_{sovr-var}(v)} = B$

Calcolo della spinta attiva del sovraccarico variabile sul terrapieno in assenza di sisma

$$Q = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 12.20 \text{ m};$$

$$f'_k = 30^\circ;$$

$$\psi = 0^\circ;$$

$$e = 0^\circ;$$

$$L = 35.55 \text{ m};$$

$$B = 16.50 \text{ m};$$

$$\text{combinazioni M1: } f'_d = 30^\circ.00, K_a = 0.297, \delta = 20^\circ.00$$

$$\text{combinazioni M2: } f'_d = 24^\circ.79, K_a = 0.364, \delta = 16^\circ.53$$

La spinta del sovraccarico variabile, le componenti orizzontale e verticale ed i bracci rispetto al polo lato porto, risultano:

comb. M1	$S_{sovr-var} = Q \cdot H \cdot K_a \cdot L = 40 \times 12.20 \times 0.297 \times 35.55 = 145.09 \times 35.55 = 5157.92 \text{ KN}$
	$S_{sovr-var}(o) = S_{sovr-var} \cdot \cos(\psi + \delta) = 5157.92 \times \cos(0 + 20) = 4846.86 \text{ KN}$
	$S_{sovr-var}(v) = S_{sovr-var} \cdot \sin(\psi + \delta) = 5157.92 \times \sin(0 + 20) = 1764.11 \text{ KN}$
	$b_{S_{sovr-var}(o)} = H / 2 = 6.10 \text{ m}$
	$b_{S_{sovr-var}(v)} = B = 16.50 \text{ m}$

comb. M2	$S_{sovr-var} = Q \cdot H \cdot K_a \cdot L = 40 \times 12.20 \times 0.364 \times 35.55 = 177.50 \times 35.55 = 6310.14 KN$
	$S_{sovr-var}(o) = S_{sovr-var} \cdot \cos(\psi + \delta) = 6310.14 \times \cos(0 + 16.53) = 6049.42 KN$
	$S_{sovr-var}(v) = S_{sovr-var} \cdot \sin(\psi + \delta) = 6310.14 \times \sin(0 + 16.53) = 1795.08 KN$
	$b_{S_{sovr-var}(o)} = H / 2 = 6.10m$
	$b_{S_{sovr-var}(v)} = B = 16.50m$

3.13. 3.9. AZIONE SISMICA

Per la valutazione dell'effetto dell'azione sismica si è fatto riferimento all'analisi pseudo statica. In tale tipo di analisi, l'azione è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto della forza di gravità (W) per un coefficiente sismico (K).

Le componenti dell'azione sismica sono date da:

componente orizzontale: $F_h = k_h \cdot W$

componente verticale: $F_v = k_v \cdot W$

I coefficienti sismici per le verifiche allo SLU sono stati calcolati con le espressioni:

coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta \frac{a_{max}}{g}$

coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm \frac{k_h}{2}$

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β assume valori diversi a seconda del tipo di verifica ed è descritto nei punti seguenti.

L'accelerazione massima attesa sul sito a_{max} è valutata con l'espressione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

nella quale S è un coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica S_S e dell'amplificazione topografica S_T , mentre a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel seguito viene riportata la procedura per il calcolo dei coefficienti sismici utilizzati nelle verifiche.

Dati sul sito in esame

REGIONE: SARDEGNA / PROVINCIA: SASSARI / COMUNE: PORTO TORRES

LONG.: $8^{\circ}24'22'' = 8^{\circ}.4061$; LAT.: $40^{\circ}50'56'' = 40^{\circ}.8489$

Gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di a_g , F_0 , T_c^* uniformi su tutto il territorio dell'isola e si ricavano dalla Tabella 2 dell'Allegato B delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, per i diversi periodi di ritorno T_R dell'azione sismica:

TABELLA 2: Valori di a_g , F_0 , T_c^* per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0.186	2.61	0.273	0.235	2.67	0.296	0.274	2.70	0.303	0.314	2.73	0.307	0.351	2.78	0.313	0.393	2.82	0.322	0.500	2.88	0.340	0.603	2.98	0.372	0.747	3.09	0.401

Dati sulla costruzione

TIPO DI COSTRUZIONE: 3 - dighe di grandi dimensioni;

VITA NOMINALE: $V_N=100$ anni;

CLASSE D'USO: II - dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;

COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1$;

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

$V_R=\max[V_N C_u; 35 \text{ anni}]=100 \times 1=100 \text{ anni} > 35 \text{ anni}$.

Il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, funzione del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} , si calcola tramite l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad \text{con la limitazione } 30 \text{anni} \leq T_R \leq 2475 \text{anni}$$

Si ottengono i seguenti tempi di ritorno:

Stati limite		$P_{VR}[\%]$	$V_R[\text{anni}]$	$T_R[\text{anni}]$
Stati limite di esercizio SLE	SLO	81%	100	60
	SLD	63%	100	101
Stati limite ultimi SLU	SLV	10%	100	949
	SLC	5%	100	1950

Con i tempi di ritorno calcolati, i parametri a_g , F_0 , T_c^* risultano:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [m/s ²] - [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.245 – 0.025	2.685	0.299
SLD	101	0.304 – 0.031	2.730	0.307
SLV	949	0.589 – 0.060	2.976	0.371
SLC	1950	0.697 – 0.071	3.061	0.393

Coefficienti S_T , S_s

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T è funzione della categoria topografica e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento; con riferimento al sito in esame, e considerando che per altezze del pendio inferiori a 30m in generale gli effetti dell'amplificazione topografica possono essere trascurati, risulta:

CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1 superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i_{\text{media}} \leq 15^\circ$;

per categoria T1: $S_T=1.00$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s è funzione della categoria di sottosuolo. Alla stratigrafia del molo di Levante corrisponde, secondo il D.M. 14 Gennaio 2008 – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” la categoria di sottosuolo C “depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori

di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina”).

per categoria di sottosuolo C è dato da: $S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$ con la limitazione $1.00 \leq S_s \leq 1.50$

risulta:

SLE - SLO: $S_s = 1.70 - 0.60 \times 2.685 \times 0.025 = 1.660 > 1.50$

SLE - SLD: $S_s = 1.70 - 0.60 \times 2.730 \times 0.031 = 1.657 > 1.50$

SLU - SLV: $S_s = 1.70 - 0.60 \times 2.976 \times 0.060 = 1.593 > 1.50$

SLU - SLC: $S_s = 1.70 - 0.60 \times 3.061 \times 0.071 = 1.570 > 1.50$

Si assume pertanto, nelle verifiche, $S_s = 1.50$.

Coefficienti di riduzione β

Nelle verifiche di stabilità globale con l'analisi pseudostatica, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s è funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido e si ricava dalla Tab. 7.11.I delle NTC 2008:

Tab. 7.11.I (NTC 2008) – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

per categoria di sottosuolo C e per accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido $a_g(g) \leq 0.1$ risulta: $\beta_s = 0.20$.

Per le ulteriori verifiche geotecniche con il metodo pseudostatico (capacità portante, ribaltamento, scorrimento), il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m si ricava dalla Tab. 7.11.II delle NTC 2008:

Tab. 7.11.II (NTC 2008) – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31

$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

per categoria di sottosuolo C e per accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido $a_g(g) \leq 0.1$ risulta: $\beta_m=0.18$.

Coefficienti sismici

Per le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi connessi con l'azione sismica (stabilità globale, capacità portante, ribaltamento e scorrimento della fondazione), i coefficienti sismici orizzontale e verticale risultano quindi:

STATO LIMITE		a_g [g]	S_s	S_T	a_{max} [m/s ²]	$K_h=\beta_s a_{max}/g$	$K_v=\pm K_h/2$	$K_h=\beta_m a_{max}/g$	$K_v=\pm K_h/2$
SLE	SLO	0.025	1.5	1.00	0.367	0.0075	± 0.0037	0.0067	± 0.0034
	SLD	0.031	1.5	1.00	0.456	0.0093	± 0.0046	0.0084	± 0.0042
						Stabilità globale		Capacità portante, ribaltamento, scorrimento	
SLU	SLV	0.060	1.5	1.00	0.883	0.0180	± 0.0090	0.0162	± 0.0081
	SLC	0.071	1.5	1.00	1.045	0.0213	± 0.0106	0.0192	± 0.0096

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche, è sufficiente considerare solo lo stato limite ultimo SLU-SLV (stato limite ultimo di salvaguardia della vita).

3.9.1. Spinta attiva in fase sismica del terrapieno

La spinta attiva (statica+dinamica) in fase sismica “ S_{a-sism} ” del terrapieno (a metro di profondità) è data dalla seguente espressione:

$$S_{a-sism} = S'_{a-sism} + U_{idr} + U_{din}$$

in cui:

S'_{a-sism} = spinta attiva in fase sismica dello scheletro solido;

U_{idr} = spinta idrostatica dell'acqua;

U_{din} = incremento di spinta dell'acqua in condizioni dinamiche (spinta idrodinamica);

La spinta attiva in fase sismica dello scheletro solido S'_{a-sism} (a metro di profondità) in generale è data da:

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

in cui:

$\gamma^* = \gamma$ peso di volume del terreno spingente (in assenza di acqua nel terrapieno)

$\gamma^* = \gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso di volume alleggerito del terreno spingente (in presenza di acqua nel terrapieno)

k_v = coefficiente sismico verticale;

K = coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico);
H = altezza della parete su cui agisce la spinta;

Per il caso in esame, il terrapieno si trova parzialmente in acqua e la spinta sismica totale dello scheletro solido è data dal contributo della spinta “sopra-falda (l.m.m.)” e “sotto -falda (l.m.m.)”:

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot d_w^2 + \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h_w$$

$$\text{sopra-falda (l.m.m.): } S'_{a-sism} (\text{sopra} - \text{falda}) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot d_w^2 \cdot K_{\text{sopra-falda}}$$

$$\text{sotto-falda (l.m.m.): } S'_{a-sism} (\text{sotto} - \text{falda}) = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 \pm k_v) \cdot h_w \cdot K_{\text{sotto-falda}}$$

in cui:

d_w è l'altezza della parete su cui agisce la spinta sismica sopra-falda (l.m.m.);

h_w è l'altezza della parete su cui agisce la spinta sismica sotto-falda (l.m.m.);

$d_w + h_w = H$ è l'altezza totale della parete su cui agisce la spinta sismica;

$K_{\text{sopra-falda}} / K_{\text{sotto-falda}}$ = coefficiente di spinta attiva statico+dinamico sopra/sotto falda (l.m.m.).

Il coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico) “K” si calcola con la relazione di **Mononobe & Okabe, 1926-1929**:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad \text{per } e \leq f' - q$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta)^2} \quad \text{per } e > f' - q$$

in cui:

ψ = angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;

f' = angolo di attrito di calcolo;

d = angolo di attrito terra-parete;

e = angolo di inclinazione del terrapieno;

q = angolo d'inerzia sismico;

per la condizione “sopra-falda (l.m.m.)”, in assenza di acqua nel terrapieno, q si calcola con la

$$\text{relazione: } \tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

per la condizione “sotto-falda (l.m.m.)”, per terreno saturo e ad elevata permeabilità (condizione di “acqua libera”), l'angolo q si valuta con l'espressione di Steedman & Zeng, 1990:

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

nelle relazioni:

γ_d, γ = peso di volume del secco e peso di volume saturo del terreno spingente;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

k_h, k_v = coefficiente sismico orizzontale e verticale.

La spinta attiva sismica dello scheletro solido è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo $(\psi - 90 + d)$; le componenti valgono:

$$- \text{componente orizzontale: } S'_{a-sism} (o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta)$$

- componente verticale: $S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta)$

L'ordinata del punto di applicazione della spinta attiva sismica complessiva (statica + dinamica) dello scheletro solido si ricava dalle relazioni seguenti.

La spinta attiva sismica può essere scritta come: $S'_{a-sism} = S'_a + \Delta S'_{a-sism}$

in cui:

S'_a = spinta attiva statica dello scheletro solido applicata ad y_{sa} dalla base della parete;

$\Delta S'_{a-sism}$ = incremento di spinta attiva dello scheletro solido in fase sismica applicata ad $H/2$ dalla base della parete.

Si ricava per la spinta sismica complessiva statica + dinamica dello scheletro solido, l'ordinata del punto di applicazione dal fondo della parete: $\frac{y_{sa} \cdot S'_a + (H/2) \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}}$

Indicando con B la larghezza della fondazione del cassone, i bracci delle componenti della spinta sismica, rispetto al polo lato mare, valgono pertanto:

braccio della componente orizzontale: $b_{S'_{a-sism}(O)} = \frac{y_{sa} \cdot S'_a + \frac{H}{2} \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}}$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare: $b_{S'_{a-sism}(V)-mare} = B$

Calcolo della spinta attiva in fase sismica del terrapieno su parete lato mare

Il calcolo della spinta dipende dal verso del sisma verticale e dal tipo di combinazione, risultando in definitiva 4+4 casi:

sopra-falda (l.m.m.):

- 1) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M1
- 2) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M2
- 3) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M1
- 4) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M2

sotto-falda (l.m.m.):

- 5) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M1
- 6) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M2
- 7) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M1
- 8) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M2

Utilizzando i seguenti dati:

$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$; $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 8.90 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$;

$d_w = 1.40\text{m}$; $h_w = 10.80\text{m}$; $H = 12.20 \text{ m}$;

$\varphi'_k = 30^\circ$;

si ottiene:

combinazioni con coefficienti parziali M1: $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{f'} = 1; \\ \varphi'_d = \arctan[\tan(\varphi'_k) / \gamma_{f'}] = 30^\circ; \\ d = (2/3) \times \varphi'_d = 20^\circ.00; \end{array} \right.$

combinazioni con coefficienti parziali M2: $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{f'} = 1.25; \\ \varphi'_d = \arctan[\tan(\varphi'_k) / \gamma_{f'}] = 24^\circ.79; \end{array} \right.$

$$d = (2/3) \times f'_d = 16^\circ.53;$$

$$\psi = 90^\circ; e = 0^\circ;$$

$$L = 35.55 \text{ m}; B = 16.50 \text{ m};$$

$$k_h = 0.016; k_v = \pm 0.008;$$

Sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.016}{1 - 0.008} = 0.016129 \rightarrow \vartheta = 0^\circ.92$$

1) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M1:

spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 30 - 0.92)}{\cos(0.92) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 0.92 - 20) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \times \sin(30 - 0 - 0.92)}{\sin(90 - 0.92 - 20) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3073$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot d_w^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 19 \times (1 - 0.008) \times 0.3073 \times 1.40^2 \times 35.55 = 5.68 \times 35.55 = 201.81 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 201.81 \times \cos(90 - 90 + 20) = 189.64 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 201.81 \times \sin(90 - 90 + 20) = 69.02 \text{ KN}$$

2) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M2:

spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 24.79 - 0.92)}{\cos(0.92) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 0.92 - 16.53) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.79 + 16.53) \times \sin(24.79 - 0 - 0.92)}{\sin(24.79 - 0.92 - 16.53) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3749$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot d_w^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 19 \times (1 - 0.008) \times 0.3749 \times 1.40^2 \times 35.55 = 6.93 \times 35.55 = 246.20 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 246.20 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 236.03 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 246.20 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 70.04 \text{ KN}$$

Sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 + k_v} = \frac{0.016}{1 + 0.008} = 0.015873 \rightarrow \vartheta = 0^\circ.91$$

3) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M1:

spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 30 - 0.91)}{\cos(0.91) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 0.91 - 20) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \times \sin(30 - 0 - 0.91)}{\sin(90 - 0.91 - 20) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3072$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot d_w^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 19 \times (1 + 0.008) \times 0.3072 \times 1.40^2 \times 35.55 = 5.77 \times 35.55 = 204.96 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 204.96 \times \cos(90 - 90 + 20) = 192.60 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 204.96 \times \sin(90 - 90 + 20) = 70.10 \text{ KN}$$

4) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M2:
spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 24.79 - 0.91)}{\cos(0.91) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 0.91 - 16.53) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.79 + 16.53) \times \sin(24.79 - 0 - 0.91)}{\sin(24.79 - 0.91 - 16.53) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3748$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot d_w^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 19 \times (1 + 0.008) \times 0.3748 \times 1.40^2 \times 35.55 = 7.03 \times 35.55 = 250.05 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 250.05 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 239.72 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 250.05 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 71.13 \text{ KN}$$

Sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{18}{19 - 10.10} \times \frac{0.016}{1 - 0.008} = 0.032621 \rightarrow \vartheta = 1^\circ.87$$

5) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M1:
spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 30 - 1.87)}{\cos(1.87) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.87 - 20) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \times \sin(30 - 0 - 1.87)}{\sin(90 - 1.87 - 20) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3180$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot h_w \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot 19 \cdot 1.4 + 8.9 \cdot 10.8) \cdot (1 - 0.008) \cdot 0.3180 \cdot 10.8 \cdot 35.55 = 9041.44 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 9041.44 \times \cos(90 - 90 + 20) = 8496.18 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 9041.44 \times \sin(90 - 90 + 20) = 3092.35 \text{ KN}$$

6) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M2:
spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 24.79 - 1.87)}{\cos(1.87) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.87 - 16.53) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.79 + 16.53) \times \sin(24.79 - 0 - 1.87)}{\sin(24.79 - 1.87 - 16.53) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3868$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot h_w \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot 19 \cdot 1.4 + 8.9 \cdot 10.8) \cdot (1 - 0.008) \cdot 0.3868 \cdot 10.8 \cdot 35.55 = 11000.16 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 11000.16 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 10545.66 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 11000.16 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 3129.28 \text{ KN}$$

Sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} = \frac{18}{19 - 10.10} \times \frac{0.016}{1 + 0.008} = 0.032103 \rightarrow \vartheta = 1^\circ.84$$

7) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M1:
spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 30 - 1.84)}{\cos(1.84) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.84 - 20) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \times \sin(30 - 0 - 1.84)}{\sin(90 - 1.84 - 20) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3176$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot h_w \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot 19 \cdot 1.4 + 8.9 \cdot 10.8) \cdot (1 - 0.008) \cdot 0.3176 \cdot 10.8 \cdot 35.55 = 9187.27 KN$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 9187.27 \times \cos(90 - 90 + 20) = 8633.21 KN$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 9187.27 \times \sin(90 - 90 + 20) = 3142.23 KN$$

8) sotto-falda (1.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M2:
spinta sismica terrapieno:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 24.79 - 1.84)}{\cos(1.84) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.84 - 16.53) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.79 + 16.53) \times \sin(24.79 - 0 - 1.84)}{\sin(24.79 - 1.84 - 16.53) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.3865$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot h_w \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot 19 \cdot 1.4 + 8.9 \cdot 10.8) \cdot (1 - 0.008) \cdot 0.3865 \cdot 10.8 \cdot 35.55 = 11177.58 KN$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 11177.58 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 10715.76 KN$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 11177.58 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 3179.75 KN$$

Nella tabella seguente si riportano le risultanti delle spinte sismiche complessive del terrapieno (scheletro solido) per le combinazioni con coefficienti parziali M1/M2:

sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑	
comb. M1	$S'_{a-sism} = S'_{a-sism}(sopra - falda) + S'_{a-sism}(sotto - falda) = 201.81 + 9041.44 = 9243.25 KN$
	$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 9243.253 \times \cos(90 - 90 + 20.00) = 8685.81 KN$
	$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 9243.25 \times \sin(90 - 90 + 20.00) = 3161.38 KN$
	$b_{S'a-sism(O)} = \frac{y_{Sa'} \cdot S_a' + (H/2) \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{4.40 \times 8719.29 + 6.10 \times 523.96}{9243.25} = 4.50 m$
	$b_{S'a-sism(V)-mare} = B = 16.50 m$
comb. M2	$S'_{a-sism} = S'_{a-sism}(sopra - falda) + S'_{a-sism}(sotto - falda) = 246.20 + 11000.16 = 11246.35 KN$
	$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 11246.35 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 10781.69 KN$
	$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 11246.35 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 3199.32 KN$
	$b_{S'a-sism(O)} = \frac{y_{Sa'} \cdot S_a' + (H/2) \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{4.40 \times 10667.08 + 6.10 \times 579.27}{11246.35} = 4.49 m$
	$b_{S'a-sism(V)-mare} = B = 16.50 m$

sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓	
comb. M1	$S'_{a-sism} = S'_{a-sism} (sopra - falda) + S'_{a-sism} (sotto - falda) = 204.96 + 9187.27 = 9392.23 KN$
	$S'_{a-sism} (o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 9392.23 \times \cos(90 - 90 + 20.00) = 8825.81 KN$
	$S'_{a-sism} (v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 9392.23 \times \sin(90 - 90 + 20.00) = 3212.33 KN$
	$b_{S'a-sism(O)} = \frac{y_{Sd'} \cdot S_a' + (H/2) \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{4.40 \times 8719.29 + 6.10 \times 672.93}{9392.23} = 4.52m$
	$b_{S'a-sism(V)-mare} = B = 16.50m$
comb. M2	$S'_{a-sism} = S'_{a-sism} (sopra - falda) + S'_{a-sism} (sotto - falda) = 250.05 + 11177.58 = 11427.63 KN$
	$S'_{a-sism} (o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 11427.63 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 10955.47 KN$
	$S'_{a-sism} (v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 11427.63 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 3250.88 KN$
	$b_{S'a-sism(O)} = \frac{y_{Sd'} \cdot S_a' + (H/2) \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{4.40 \times 10667.08 + 6.10 \times 760.55}{11427.63} = 4.51m$
	$b_{S'a-sism(V)-mare} = B = 16.50m$

3.9.2. Spinta attiva in fase sismica del sovraccarico sul terrapieno

Sul terrapieno è presente un sovraccarico variabile di ($Q_{var}=40 \text{ KN/m}^2$) ed uno permanente costituito dal peso della pavimentazione del molo ($P_{pav}=10.60 \text{ KN/m}^2$).

La spinta sismica di un sovraccarico sul terrapieno (a metro di profondità) è data in generale da:

$$S_{sism-sov} = Q \cdot (1 \pm K_v) \cdot H \cdot K$$

in cui:

Q è il sovraccarico sul terrapieno;

K_v è il coefficiente sismico verticale;

H è l'altezza della parete su cui agisce la spinta;

K è il coefficiente di spinta sismico (statico+dinamico).

Nel caso in esame il terrapieno è parzialmente in acqua e la spinta sismica del sovraccarico è somma dei contributi "sopra-falda (l.m.m.)" e "sotto-falda (l.m.m.)" variando, nei due casi, l'angolo d'inerzia sismico θ :

$$S_{sism-sovr} = Q \cdot (1 \pm k_v) \cdot d_w \cdot K_{sopra-falda} + Q \cdot (1 \pm k_v) \cdot h_w \cdot K_{sotto-falda}$$

$$\text{sopra-falda (l.m.m.): } S_{sism-sovr} (sopra - falda) = Q \cdot (1 \pm k_v) \cdot d_w \cdot K_{sopra-falda}$$

$$\text{sotto-falda (l.m.m.): } S_{sism-sovr} (sotto - falda) = Q \cdot (1 \pm k_v) \cdot h_w \cdot K_{sotto-falda}$$

in cui:

d_w è l'altezza della parete su cui agisce la spinta sismica sopra-falda (l.m.m.);

h_w è l'altezza della parete su cui agisce la spinta sismica sotto-falda (l.m.m.);

$d_w + h_w = H$ è l'altezza totale della parete su cui agisce la spinta sismica;

$K_{\text{sopra-falda}} / K_{\text{sotto-falda}}$ = coefficiente di spinta attiva statico+dinamico sopra/sotto falda (l.m.m.).

Il coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico) $K_{\text{sopra-falda}} / K_{\text{sotto-falda}}$ si calcola in analogia al caso della spinta dello scheletro solido del terrapieno.

La spinta attiva sismica del sovraccarico è applicata a metà altezza della parete ed è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo $(\psi - 90 + \delta)$; le componenti (a metro di profondità) valgono:

- componente orizzontale: $S_{\text{sism-sovr}}(o) = S_{\text{sism-sovr}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta)$
- componente verticale: $S_{\text{sism-sovr}}(v) = S_{\text{sism-sovr}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta)$

I bracci delle componenti della spinta del sovraccarico, rispetto al polo lato mare, valgono:

braccio della componente orizzontale: $b_{\text{Ssism-sovr}(o)} = \frac{H}{2}$

braccio della componente verticale: $b_{\text{Ssism-sovr}(v)} = B$

in cui "B" è la larghezza della fondazione del cassone.

Calcolo della spinta attiva in fase sismica del sovraccarico sul terrapieno

Il calcolo della spinta dipende dal verso del sisma verticale e dal tipo di combinazione, risultando in definitiva 4+4 casi:

sopra-falda (l.m.m.):

- 1) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M1
- 2) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M2
- 3) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M1
- 4) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M2

sotto-falda (l.m.m.):

- 5) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M1
- 6) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M2
- 7) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M1
- 8) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M2

$Q = 40 \text{ KN/m}^2$ (sovraccarico variabile)

$P_{\text{pav}} = 10.60 \text{ KN/m}^2$ (sovraccarico permanente)

$k_v = \pm 0.008$;

$d_w = 1.40 \text{ m}$; $h_w = 10.80 \text{ m}$; $d_w + h_w = H = 12.80 \text{ m}$;

$L = 35.55 \text{ m}$; $B = 16.50 \text{ m}$;

Sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.016}{1 - 0.008} = 0.016129 \rightarrow \vartheta = 0^\circ.92$$

1) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M1:

$K = 0.3073$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{\text{sism-sovr-var}} = Q \cdot (1 - k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 - 0.008) \times 1.40 \times 0.3073 \times 35.55 = 606.94 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sism-sovr-var}}(o) = S_{\text{sism-sovr-var}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 606.94 \times \cos(90 - 90 + 20) = 570.34 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sism-sovr-var}}(v) = S_{\text{sism-sovr-var}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 606.94 \times \sin(90 - 90 + 20) = 207.59 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{\text{sism-sovr-perm}} = P_{\text{pav}} \cdot (1 - k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 - 0.008) \times 1.40 \times 0.3073 \times 35.55 = 160.84 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(o) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 160.84 \times \cos(90 - 90 + 20) = 151.14 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(v) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 160.84 \times \sin(90 - 90 + 20) = 55.01 \text{ KN}$$

2) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M2:

$$K = 0.3749$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-var} = Q \cdot (1 - k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 - 0.008) \times 1.40 \times 0.3749 \times 35.55 = 740.45 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(o) = S_{sism-sovr-var} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 740.45 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 709.85 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(v) = S_{sism-sovr-var} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 740.45 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 210.64 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-perm} = P_{pav} \cdot (1 - k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 - 0.008) \times 1.40 \times 0.3749 \times 35.55 = 196.22 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(o) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 196.22 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 188.11 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(v) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 196.22 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 55.82 \text{ KN}$$

Sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 + k_v} = \frac{0.016}{1 + 0.008} = 0.015873 \rightarrow \vartheta = 0^\circ.91$$

3) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M1:

$$K = 0.3072$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-var} = Q \cdot (1 + k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 + 0.008) \times 1.40 \times 0.3072 \times 35.55 = 616.41 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(o) = S_{sism-sovr-var} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 616.41 \times \cos(90 - 90 + 20) = 579.23 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(v) = S_{sism-sovr-var} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 616.41 \times \sin(90 - 90 + 20) = 210.82 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-perm} = P_{pav} \cdot (1 + k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 + 0.008) \times 1.40 \times 0.3072 \times 35.55 = 163.35 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(o) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 163.35 \times \cos(90 - 90 + 20) = 153.50 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(v) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 163.35 \times \sin(90 - 90 + 20) = 55.87 \text{ KN}$$

4) sopra-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M2:

$$K = 0.3748$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-var} = Q \cdot (1 + k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 + 0.008) \times 1.40 \times 0.3748 \times 35.55 = 752.02 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(o) = S_{sism-sovr-var} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 752.02 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 720.95 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(v) = S_{sism-sovr-var} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 752.02 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 213.93 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-perm} = P_{pav} \cdot (1 + k_v) \cdot d_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 + 0.008) \times 1.40 \times 0.3748 \times 35.55 = 199.29 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(o) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 199.29 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 191.05 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(v) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 199.29 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 56.69 \text{ KN}$$

Sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{18}{19 - 10.10} \times \frac{0.016}{1 - 0.008} = 0.032621 \rightarrow \vartheta = 1^\circ.87$$

5) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M1:

$$K = 0.3180$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}} = Q \cdot (1 - k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 - 0.008) \times 10.80 \times 0.3180 \times 35.55 = 4844.06 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}}(o) = S_{\text{sis-m-sovr-var}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 4844.06 \times \cos(90 - 90 + 207) = 4551.93 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}}(v) = S_{\text{sis-m-sovr-var}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 4844.06 \times \sin(90 - 90 + 20) = 1656.77 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}} = P_{\text{pav}} \cdot (1 - k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 - 0.008) \times 10.80 \times 0.3180 \times 35.55 = 1283.68 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}}(o) = S_{\text{sis-m-sovr-perm}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 1283.68 \times \cos(90 - 90 + 20) = 1206.26 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}}(v) = S_{\text{sis-m-sovr-perm}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 1283.68 \times \sin(90 - 90 + 20) = 439.04 \text{ KN}$$

6) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - combinazioni M2:

$$K = 0.3868$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}} = Q \cdot (1 - k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 - 0.008) \times 10.80 \times 0.3868 \times 35.55 = 5893.47 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}}(o) = S_{\text{sis-m-sovr-var}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 5893.47 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 5649.97 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}}(v) = S_{\text{sis-m-sovr-var}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 5893.47 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 1676.55 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}} = P_{\text{pav}} \cdot (1 - k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 - 0.008) \times 10.80 \times 0.3868 \times 35.55 = 1561.77 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}}(o) = S_{\text{sis-m-sovr-perm}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 1561.77 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 1497.24 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}}(v) = S_{\text{sis-m-sovr-perm}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 1561.77 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 444.29 \text{ KN}$$

Sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} = \frac{18}{19 - 10.10} \times \frac{0.016}{1 + 0.008} = 0.032103 \rightarrow \vartheta = 1^\circ.84$$

7) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M1:

$$K = 0.3176$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}} = Q \cdot (1 + k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 + 0.008) \times 10.80 \times 0.3176 \times 35.55 = 4916.93 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}}(o) = S_{\text{sis-m-sovr-var}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 4916.93 \times \cos(90 - 90 + 20) = 4620.40 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-var}}(v) = S_{\text{sis-m-sovr-var}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 4916.93 \times \sin(90 - 90 + 20) = 1681.69 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}} = P_{\text{pav}} \cdot (1 + k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 + 0.008) \times 10.80 \times 0.3176 \times 35.55 = 1302.99 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}}(o) = S_{\text{sis-m-sovr-perm}} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 1302.99 \times \cos(90 - 90 + 20) = 1224.41 \text{ KN}$$

$$S_{\text{sis-m-sovr-perm}}(v) = S_{\text{sis-m-sovr-perm}} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 1302.99 \times \sin(90 - 90 + 20) = 445.65 \text{ KN}$$

8) sotto-falda (l.m.m.) - sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - combinazioni M2:

$$K = 0.3865$$

spinta sismica sovraccarico variabile su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-var} = Q \cdot (1 + k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 40 \times (1 + 0.008) \times 10.80 \times 0.3865 \times 35.55 = 5982.62 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(o) = S_{sism-sovr-var} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 5982.62 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 5735.44 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-var}(v) = S_{sism-sovr-var} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 5982.62 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 1701.91 \text{ KN}$$

spinta sismica sovraccarico permanente su terrapieno:

$$S_{sism-sovr-perm} = P_{pav} \cdot (1 + k_v) \cdot h_w \cdot K \cdot L = 10.60 \times (1 + 0.008) \times 10.80 \times 0.3865 \times 35.55 = 1585.39 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(o) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 1585.39 \times \cos(90 - 90 + 16.53) = 1519.89 \text{ KN}$$

$$S_{sism-sovr-perm}(v) = S_{sism-sovr-perm} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 1585.39 \times \sin(90 - 90 + 16.53) = 451.01 \text{ KN}$$

I bracci delle componenti della spinta del sovraccarico, rispetto al polo lato mare, valgono:

braccio della componente orizzontale: $b_{S_{sism-sovr}(o)} = \frac{H}{2} = 5.40 \text{ m}$

braccio della componente verticale: $b_{S_{sism-sovr}(v)} = B = 16.50 \text{ m}$

3.9.3. Riepilogo delle spinte nel caso statico e sismico

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle spinte nel caso statico e sismico del terrapieno (scheletro solido) e del sovraccarico permanente e variabile sul terrapieno ed i bracci, rispetto al polo lato mare (O_m), delle componenti orizzontale e verticale delle forze.

SPINTA STATICA			Sopra falda (l.m.m.)			Sotto falda (l.m.m.)			totali			braccio	
			F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	bo [KN]	bv [KN]
M1	terrapieno	S'_a	132.29	118.22	59.37	5728.64	5119.30	2571.01	5860.93	5237.52	2630.38	4.40	16.50
	sovraccarico var.	$S'_{sovr-var}$	196.80	184.94	67.31	8522.49	8008.52	2914.86	8719.29	8193.46	2982.17	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	$S'_{sovr-perm}$	-	-	-	-	-	-	5157.92	4846.86	1764.11	6.10	16.50
M2	terrapieno	S'_a	240.77	230.82	68.49	10426.31	9995.53	2966.03	10667.08	10226.35	3034.53	4.40	16.50
	sovraccarico var.	$S'_{sovr-var}$	-	-	-	-	-	-	6310.14	6049.42	1795.08	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	$S'_{sovr-perm}$	-	-	-	-	-	-	1672.19	1603.10	475.70	6.10	16.50
SPINTA SISMICA			Sopra falda (l.m.m.)			Sotto falda (l.m.m.)			totali			braccio	
sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑			F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	bo [KN]	bv [KN]
M1	terrapieno	S'_{a-sism}	201.81	189.64	69.02	9041.44	8496.18	3092.35	9243.25	8685.81	3161.38	4.50	16.50
	sovraccarico var.	S'_{q-sism}	606.94	570.34	207.59	4844.06	4551.93	1656.77	5451.00	5122.27	1864.35	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	S'_{p-sism}	160.84	151.14	55.01	1283.68	1206.26	439.04	1444.52	1357.40	494.05	6.10	16.50

M2	terrapieno	S'_{a-sism}	246.20	236.03	70.04	11000.16	10545.66	3129.28	11246.35	10781.69	3199.32	4.49	16.50
	sovraccarico var.	S'_{q-sism}	740.45	709.85	210.64	5893.47	5649.97	1676.55	6633.91	6359.82	1887.19	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	S'_{p-sism}	196.22	188.11	55.82	1561.77	1497.24	444.29	1757.99	1685.35	500.10	6.10	16.50
SPINTA SISMICA			Sopra falda (l.m.m.)			Sotto falda (l.m.m.)			totali			braccio	
sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓			F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	bo [KN]	bv [KN]
M1	terrapieno	S'_{a-sism}	204.96	192.60	70.10	9187.27	8633.21	3142.23	9392.23	8825.81	3212.33	4.52	16.50
	sovraccarico var.	S'_{q-sism}	616.41	579.23	210.82	4916.93	4620.40	1681.69	5533.34	5199.64	1892.51	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	S'_{p-sism}	163.35	153.50	55.87	1302.99	1224.41	445.65	1466.33	1377.90	501.52	6.10	16.50
M2	terrapieno	S'_{a-sism}	250.05	239.72	71.13	11177.58	10715.76	3179.75	11427.63	10955.47	3250.88	4.51	16.50
	sovraccarico var.	S'_{q-sism}	752.02	720.95	213.93	5982.62	5735.44	1701.91	6734.65	6456.39	1915.84	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	S'_{p-sism}	199.29	191.05	56.69	1585.39	1519.89	451.01	1784.68	1710.94	507.70	6.10	16.50
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA			Sopra falda (l.m.m.)			Sotto falda (l.m.m.)			totali			braccio	
sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑			F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	bo [KN]	bv [KN]
M1	terrapieno	$\Delta S'_{a-sism}$	5.00	4.70	1.71	518.95	487.65	177.49	523.96	492.36	179.20	6.10	16.50
	sovraccarico var.	$\Delta S'_{q-sism}$	-	-	-	-	-	-	293.09	275.41	100.24	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	$\Delta S'_{p-sism}$	-	-	-	-	-	-	77.67	72.98	26.56	6.10	16.50
M2	terrapieno	$\Delta S'_{a-sism}$	5.43	5.21	1.54	573.84	550.13	163.24	579.27	555.34	164.79	6.10	16.50
	sovraccarico var.	$\Delta S'_{q-sism}$	-	-	-	-	-	-	323.78	310.40	92.11	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	$\Delta S'_{p-sism}$	-	-	-	-	-	-	85.80	82.26	24.41	6.10	16.50
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA			Sopra falda (l.m.m.)			Sotto falda (l.m.m.)			totali			braccio	
sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓			F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	F [KN]	Fo [KN]	Fv [KN]	bo [KN]	bv [KN]
M1	terrapieno	$\Delta S'_{a-sism}$	8.15	7.66	2.79	664.78	624.69	227.37	672.93	632.35	230.16	6.10	16.50
	sovraccarico var.	$\Delta S'_{q-sism}$	-	-	-	-	-	-	375.42	352.78	128.40	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	$\Delta S'_{p-sism}$	-	-	-	-	-	-	99.49	93.49	34.03	6.10	16.50

M2	terrapieno	$\Delta S'_{a-sism}$	9.28	8.90	2.64	751.27	720.23	213.72	760.55	729.12	216.36	6.10	16.50
	sovraccarico var.	$\Delta S'_{q-sism}$	-	-	-	-	-	-	424.51	406.97	120.76	6.10	16.50
	sovraccarico perm.	$\Delta S'_{p-sism}$	-	-	-	-	-	-	112.49	107.85	32.00	6.10	16.50

3.14. 3.10. FORZE D'INERZIA CASSONE E SOVRASTRUTTURA

Si calcolano come prodotto dei pesi per i coefficienti sismici; nel caso di verifiche SLU-SLV, le forze d'inerzia orizzontale e verticale valgono:

$$F_{in}(o) = k_h \cdot P = 0.016 \times 122898.29 = 1966.37 \text{ KN}$$

$$F_{in}(v) = \pm k_v \cdot P = \pm 0.008 \times 122898.29 = \pm 983.19 \text{ KN}$$

braccio componente orizzontale della F_{in} : $b_{Fin(o)} = 5.95 \text{ m}$

braccio componente verticale della F_{in} - polo lato mare: $b_{Fin(v)mare} = 8.51 \text{ m}$

3.10.1. Forze d'inerzia peso rinfianco su dente di fondazione (lato porto)

Per la parte di peso sopra-falda (l.m.m.) le forze d'inerzia sono date dal prodotto del peso per i coefficienti sismici; per la parte di terrapieno sotto-falda (l.m.m.), la forza d'inerzia verticale dipende dal peso di volume sommerso del pietrame scapolo di rinfianco, mentre la forza d'inerzia orizzontale, in condizioni di "acqua libera", dipende dal peso di volume del secco del pietrame scapolo di rinfianco; valgono le relazioni seguenti:

	forza d'inerzia orizzontale	forza d'inerzia verticale
sopra-falda (l.m.m.)	$F_{in}(o) = k_h \cdot \Sigma \gamma_i \cdot h_i \cdot b_m \cdot L$	$F_{in}(v) = \pm k_v \cdot \Sigma \gamma_i \cdot h_i \cdot b_m \cdot L$
sotto-falda (l.m.m.)	$F_{in}(o) = k_h \cdot \Sigma \gamma_{di} \cdot h_i \cdot b_m \cdot L$	$F_{in}(v) = \pm k_v \cdot \Sigma \gamma'_i \cdot h_i \cdot b_m \cdot L$

in cui:

γ_d = peso di volume del secco;

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso di volume sommerso;

γ = peso di volume;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

k_h, k_v = coefficiente sismico orizzontale e verticale;

h_i = altezza strato i ;

$b_m = 1.50 \text{ m}$ larghezza dente di fondazione cassone lato porto;

$L = 35.55 \text{ m}$ lunghezza cassone.

Pavimentazione:	h_i [m]	γ_i [KN/m ³]	p_i [KN/m ²]	$F_{in}(o)_i$ [KN]	$F_{in}(v)_i$ [KN]	$b_{Fin(o)-Omi}$ [m]	$b_{Fin(v)-Omi}$ [m]
binder	0.10	23	2.30	1.96	±0.98	12.65	15.75
base	0.10	23	2.30	1.96	±0.98	12.55	15.75
misto cementato	0.30	20	6.00	5.12	±2.56	12.35	15.75
tout-venant	0.50	19	9.50	8.11	±4.05	11.95	15.75

Rinfianco cassone:							
rinfianco sopra falda (l.m.m.)	0.90	19	17.10	14.59	±7.29	11.25	15.75
rinfianco sotto falda (l.m.m.)	10.90	$\gamma_d=18; \gamma'=8.90$	89.00	153.58	±37.97	5.80	15.75
totali				185.32	±53.84	6.82	15.75

forza d'inerzia orizzontale: $F_{in-Pdente}(o) = 185.32KN$

forza d'inerzia verticale: $F_{in-Pdente}(v) = \pm 53.84KN$

braccio comp. orizzontale della $F_{in-Pdente}$ rispetto al polo lato mare: $b_{Fin(o)Pdente-mare} = 6.82m$

braccio comp. verticale della $F_{in-Pdente}$ rispetto al polo lato mare: $b_{Fin(v)Pdente-mare} = 15.75m$

3.10.2. Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche

In fase sismica la pressione dell'acqua è superiore a quella idrostatica. Con l'ipotesi di terrapieno permeabile e "condizione di "acqua libera", la spinta idrodinamica agisce, oltre che sulla parete lato mare, anche sulla parete lato porto (lato terrapieno).

Si calcola integrando l'espressione di Westergaard (1933):

$$u(z)_{din} = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

in cui:

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

H = altezza della parete su cui agisce la spinta idrodinamica;

z = ordinata positiva verso il basso con origine sul l.m.m.;

dall'integrazione si ottiene il valore della spinta (a metro lineare di profondità) applicata a 0.4H dal fondo della parete:

$$U_{din} = \pm \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Calcolo della spinta idrodinamica

$k_h = 0.016$;

$\gamma_w = 10.10 KN/m^3$;

H = 10.80 m;

L = 35.55 m;

spinta idrodinamica: $U_{din} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = \frac{7}{12} \times 0.016 \times 10.10 \times 10.80^2 \times 35.55 = 390.88KN$

braccio: $b_{U_{din}} = 0.4 \cdot H = 0.4 \times 10.80 = 4.32m$

La spinta è applicata su entrambe le pareti del cassone (lato mare e lato porto).

3.15. 3.11. RIEPILOGO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO

Nella tabella seguente si riportano le intensità e i bracci, rispetto al polo lato mare (O_m) e al piano di posa della fondazione, delle componenti orizzontale e verticale delle azioni in esercizio sul cassone.

Convenzione segno del verso delle componenti orizzontali: lato mare: + ; lato porto: -

Convenzione segno del verso delle componenti verticali: g: + ; -g: -

Riepilogo azioni sul cassone in esercizio

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Braccio polo O _m		Componente verticale	Braccio polo O _m
		[KN]	[m]		[KN]	[m]
PERMANENTI (G1) (* vedi nota)						
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		73076.26	8.53
Peso (alleggerito) rinfianco su dente fondazione lato mare	P _{dente}	-	-		6729.62	15.75
Spinta attiva rinfianco su parete lato porto (comb. M1)	S' _a	8193.46	4.40		2982.17	16.50
Spinta attiva rinfianco su parete lato porto (comb. M2)	S' _a	10226.35	4.40		3034.53	16.50
Spinta attiva sovraccarico permanente su parete lato porto (comb. M1)	S' _{sovr-perm}	1284.42	6.10		467.49	16.50
Spinta attiva sovraccarico permanente su parete lato porto (comb. M2)	S' _{sovr-perm}	1603.10	6.10		475.70	16.50
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	20940.09	3.60		-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	-20940.09	3.60		-	-
VARIABILI (Q)						
Sovraccarico variabile su soletta	PQ _{sol}	-	-		19481.40	8.15
Spinta attiva sovraccarico variabile su parete lato porto (comb. M1)	S' _{sovr-var}	4846.86	6.10		1764.11	16.50
Spinta attiva sovraccarico variabile su parete lato porto (comb. M2)	S' _{sovr-var}	6049.42	6.10		1795.08	16.50
SISMICHE (E)						
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	390.88	4.32		-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	390.88	4.32		-	-
sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑						
Forze d'inerzia masse cassone e sovrast.	F _{in}	1966.37	5.95		-983.19	8.51
Forze d'inerzia peso rinfianco lato mare	F _{in-dente}	185.32	6.82		-53.84	15.75
Incremento sismico spinta attiva terrapieno su parete lato porto (c. M1)	ΔS' _{a-sism}	492.36	6.10		179.20	16.50
Incremento sismico spinta attiva terrapieno su parete lato porto (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	555.34	6.10		164.79	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc.	ΔS' _{q-sism}	275.41	6.10		100.24	16.50

var. parete lato porto (c. M1)						
Incremento sismico spinta attiva sovracc. var. parete lato porto (c. M2)	$\Delta S'_{q-sism}$	310.40	6.10		92.11	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc. perm. parete lato porto (c. M1)	$\Delta S'_{p-sism}$	72.98	6.10		26.56	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc. perm. parete lato porto (c. M1)	$\Delta S'_{p-sism}$	82.26	6.10		24.41	16.50
sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓						
Forze d'inerzia masse cassone e sovrast.	F_{in}	1966.37	5.95		983.19	8.51
Forze d'inerzia peso rinfiato lato mare	$F_{in-dente}$	185.32	6.82		53.84	15.75
Incremento sismico spinta attiva terrapieno su parete lato porto (c. M1)	$\Delta S'_{a-sism}$	632.35	6.10		230.16	16.50
Incremento sismico spinta attiva terrapieno su parete lato porto (c. M2)	$\Delta S'_{a-sism}$	729.12	6.10		216.36	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc. var. parete lato porto (c. M1)	$\Delta S'_{q-sism}$	352.78	6.10		128.40	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc. var. parete lato porto (c. M2)	$\Delta S'_{q-sism}$	406.97	6.10		120.76	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc. perm. parete lato porto (c. M1)	$\Delta S'_{p-sism}$	93.49	6.10		34.03	16.50
Incremento sismico spinta attiva sovracc. perm. parete lato porto (c. M1)	$\Delta S'_{p-sism}$	107.85	6.10		32.00	16.50

(*) L'azione del terreno e dell'acqua viene considerata come "G1-permanente strutturale" in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.2.3.1.1 delle NTC 2008.

3.16. 3.12. VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DEI CASSONI

Le verifiche geotecniche e di equilibrio eseguite sui cassoni del molo di Levante consistono nelle verifiche geotecniche a scorrimento e al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e nella verifica di stabilità del cassone come corpo rigido (ribaltamento). Per l'analisi di stabilità globale e per il calcolo dei cedimenti si rimanda al paragrafo 1 della presente relazione di calcolo.

3.12.1. Combinazioni di carico

Le verifiche dei cassoni sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite ultimi (SLU):

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- SLU di equilibrio come corpo rigido (EQU):
 - verifica a ribaltamento;
- SLU connessi all'azione sismica - stato limite di salvaguardia della vita (SLV):
 - scorrimento sul piano di posa;

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- ribaltamento;

Per ogni SLU deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$
in cui:

E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico o strutturale.

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche, sono descritte in normativa al punto 2.5.3; con riferimento alle azioni agenti sui cassoni e descritte in precedenza, le combinazioni agli SLU si ricavano a partire da quelle fondamentali, che per una sola azione variabile (sovraccarico) assumono la forma:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE
valida per SLU : $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

COMBINAZIONE SISMICA
valida per SLU connessi con l'azione sismica : $E + G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$

in cui:

G_1 : azioni permanenti strutturali (pesi propri elementi strutturali, terreno, forze indotte dal terreno, pressione idrostatica dell'acqua);

G_2 : azioni permanenti non strutturali (*);

* tutte le azioni permanenti sono state considerate G_1 ;

Q_{k1} : azione variabile (sovraccarico variabile);

E: azione sismica;

γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni permanenti strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{G2} : coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{Qj} : coefficiente parziale per l'azione variabile j nelle combinazioni SLU;

ψ_{2j} : coefficiente di combinazione per l'azione variabile j nella combinazione sismica.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ , utilizzati nelle verifiche, sono riportati nella tabella seguente:

Azione	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Sovraccarico variabile	0.7	0.5	0.3

Nelle verifiche agli stati limite ultimi geotecnici (GEO), è stato seguito l'Approccio 1 del D.M. 14 Gennaio 2008. Tale approccio prevede 2 combinazioni (Combinazione 1, Combinazione 2) nelle quali si impiegano 2 gruppi diversi di coefficienti parziali per azioni (A), resistenza dei materiali (M) e resistenza globale del sistema (R). Con riferimento a tali coefficienti parziali:

- per il dimensionamento geotecnico è stata utilizzata la Combinazione 2 (che, per il caso in esame è più gravosa della Combinazione 1-STR):
 - scorrimento piano di posa: Approccio 1-COMBINAZIONE 2-GEO (A2+M2+R2);
 - verifica di capacità portante: Approccio 1-COMBINAZIONE 2-GEO (A2+M2+R2);
- per la verifica di equilibrio come corpo rigido:
 - ribaltamento: COMBINAZIONE (EQU+M2);

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali (γ_F) per le azioni, per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), e per la resistenza globale (γ_R) indicati nella normativa (tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I):

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per lo stato limite EQU di ribaltamento sono stati utilizzati i coefficienti parziali (γ_f) per le azioni indicati in tab. 2.6.I

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nelle verifiche agli SLU connessi con l'azione sismica, come gruppi di coefficienti parziali è stato seguito l'Approccio 1 - COMBINAZIONE 2 del D.M. 14 Gennaio 2008, ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali γ per le azioni (A), ed utilizzando i coefficienti parziali per i parametri di resistenza del terreno (M2) e per la resistenza globale del sistema geotecnico (R2).

In definitiva, a partire dalle combinazioni fondamentali, sono risultate n.12 combinazioni agli SLU:

n.	Scorimento /Carico limite	Ribaltamento	COMBINAZIONE
	COMBINAZIONI STATICHE		

1	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	sovraccarico variabile assente: $\gamma_{G1} \cdot G1$
2	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	sovraccarico variabile su soletta (<u>solo per carico limite</u>): $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$
3	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	sovraccarico variabile su terrapieno: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$
4	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	sovraccarico variabile su terrapieno e soletta: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$
COMBINAZIONI SISMICHE			
Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$			
5	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile assente: $E + G1$
6	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
7	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
8	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno e soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$			
9	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile assente: $E + G1$
10	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
11	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
12	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno e soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$

3.12.2. Verifica a scorrimento

La verifica allo SLU – scorrimento del cassone sul piano di posa della fondazione, si effettua controllando che risulti, per ogni combinazione: $E_d \leq R_d$ in cui:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Ponendo $R_d = R / \gamma_R$ la relazione di verifica può essere scritta anche come: $R / E_d \geq \gamma_R$ in cui:

- R è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico a meno del coefficiente parziale per la resistenza globale;
- γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza globale.

La resistenza "R" è data da: $R = R_v \mu_d$

in cui:

R_v è la risultante delle azioni verticali sul cassone;

μ_d è il valore di progetto del coefficiente di attrito-adesione fondazione-terreno.

- E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni dato da: $E_d = R_o$
in cui R_o è la risultante delle azioni orizzontali sul cassone.

Per la verifica deve quindi risultare: $R / E_d = R_v \mu_d / R_o \geq \gamma_R$

Sono risultate nel complesso n.12 combinazioni di carico; di seguito si riporta il dettaglio del calcolo per le 2 combinazioni più gravose in assenza / in presenza di sisma, mentre la sintesi dei risultati della verifica a scorrimento è riportata al successivo paragrafo.

▪ Scorrimento: combinazione n.3 STATICA

SLU-GEO (A2+M2+R2) – Sovraccarico variabile su terrapieno

Combinazione fondamentale valida per SLU: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

A2 - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1$, $\gamma_{Q1}=1.3$

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_\gamma=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficiente di attrito fondazione-terreno di calcolo: $\mu_d = \mu / \gamma_F = 0.6 / 1.25 = 0.48$

AZIONI	Simbolo	Comp. orizzontale	Comp. verticale	Coeff. parziale	Coeff. comb.	R_{oi}	R_{vi}
		[KN]	[KN]	γ_F	Ψ_{0j}	[KN]	[KN]
PERMANENTI (G1)							
Peso proprio (alleggerito) cassone e sovrastruttura	P_{all}	-	73076.26	1	-	0.00	73076.26
Peso (alleggerito) rinfiacco	P_{dente}	-	6729.62	1	-	0.00	6729.62
Spinta attiva terrapieno (comb. M2)	S'_a	10226.35	3043.53	1	-	10226.35	3043.53
Spinta attiva sovraccarico permanente (comb. M2)	$S_{sovr-perm}$	1603.10	475.70	1	-	1603.10	475.70
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	$U_{idr-mare}$	- 20940.09	-	1	-	- 20940.09	0.00
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	$U_{idr-porto}$	20940.09	-	1	-	20940.09	0.00
VARIABILI (Q)							
Spinta attiva sovraccarico variabile terrapieno(c. M2)	$S_{sovr-var}$	6049.42	1795.08	1.3	-	7864.25	2333.60
Risultanti	R					$R_o=19693.70$ KN	$R_v=85649.71$ KN

Verifica	R / E _d	R / E _d = R _v μ _d / R _o = 2.09 > γ _R = 1
----------	--------------------	---

■ Scorrimento: combinazione n.7 SISMICA

SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) – Sisma↓Finerzia↑ con sovraccarico var. su terrapieno

Combinazione valida per SLU connessi con l'azione sismica: E+G1 + Ψ₂₁·Q_{k1}

M2 - coefficienti parziali γ_M: γ_F=1.25, γ_γ=1

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: γ_R=1

coefficiente di combinazione Ψ_{21-sovr var}=0.3

coefficienti sismici: k_h=0.016, k_v= - 0.008

coefficiente di attrito fondazione-terreno di calcolo: μ_d = μ / γ_F = 0.6 / 1.25 = 0.48

AZIONI	Simbolo	Comp. orizzontale	Comp. verticale	Coeff. parziale	Coeff. comb.	R _{oi}	R _{vi}
		[KN]	[KN]	γ _F	Ψ _{2j}	[KN]	[KN]
PERMANENTI (G1)							
Peso proprio (alleggerito) cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	73076.26	-	-	0.00	73076.26
Peso (alleggerito) rinfianco	P _{dente}	-	6729.62	-	-	0.00	6729.62
Spinta attiva terrapieno (comb. M2)	S' _a	10226.35	3043.53	-	-	10226.35	3043.53
Spinta attiva sovraccarico permanente (comb. M2)	S _{sovr-perm}	1603.10	475.70	-	-	1603.10	475.70
Spinta idrostatica acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	- 20940.09	-	-	-	- 20940.09	0.00
Spinta idrostatica acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	20940.09	-	-	-	20940.09	0.00
VARIABILI (Q)							
Spinta attiva sovraccarico variabile terrapieno(c. M2)	S _{sovr-var}	6049.42	1795.08	-	0.3	1814.83	538.52
SISMICHE (E) Sisma↓F _{inerzia} ↑							
Spinta idrodinamica acqua parete lato mare	U _{din-mare}	390.88	-	-	-	390.88	0.00
Spinta idrodinamica acqua parete lato porto	U _{din-porto}	390.88	-	-	-	390.88	0.00
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	1966.37	-983.19	-	-	1966.37	-983.19
Forze d'inerzia peso rinfianco	F _{in-dente}	185.32	-53.84	-	-	185.32	-53.84
Incremento sismico spinta attiva rinfianco (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	555.34	164.79	-	-	555.34	164.79
Incremento sismico spinta sovrac. variabile (c. M2)	ΔS' _{q-sism}	310.40	92.11	-	-	310.40	92.11
Incremento sismico spinta	ΔS' _{p-sism}	82.26	24.41	-	-	82.26	24.41

sovrac. permanente (c. M2)							
Risultanti	R					$R_0=17308.45$ KN	$R_v=83034.44$ KN
Verifica	R / E_d	$R / E_d = R_v \mu_d / R_0 = 2.30 > \gamma_R = 1$					

3.12.3. Sintesi dei risultati (scorrimento)

Nella tabella seguente è riportata la sintesi della verifica di scorrimento:

	COMBINAZIONE	R_v [KN]	R_0 [KN]	R / E_d = $R_v \mu_d / R_0$
n.	COMBINAZIONI STATICHE			
1	GEO (A2+M2+R2) - sovraccarico variabile assente	83316.11	11829.45	3.38
2	GEO (A2+M2+R2) - sovraccarico variabile su soletta	-	-	-
3	GEO (A2+M2+R2) - sovraccarico variabile su terrapieno	85649.71	19693.70	2.09
4	GEO (A2+M2+R2) - sovraccarico variabile su terrapieno e soletta	110975.53	19693.70	2.70
	COMBINAZIONI SISMICHE			
n.	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$			
5	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile assente	82468.28	15400.50	2.57
6	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su soletta	-	-	-
7	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovr. variabile su terrapieno	83034.44	17308.45	2.30
8	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovr. var. su terrapieno e soletta	88878.86	17308.45	2.46
n.	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$			
9	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile assente	84601.50	15599.87	2.60
10	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su soletta	-	-	-
11	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovr. variabile su terrapieno	85176.25	17536.79	2.33
12	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovr. var. su terrapieno e soletta	91020.67	17536.79	2.49

Il rapporto R / E_d , (resistenze / effetto delle azioni) esprime il rapporto tra la risultante delle azioni verticali moltiplicata per il coefficiente di attrito fondazione-terreno e la risultante delle azioni orizzontali sul piano di posa della fondazione; la verifica di scorrimento è soddisfatta risultando sempre $R / E_d > \gamma_R = 1$.

3.12.4. Verifica a ribaltamento

Nella verifica allo SLU – ribaltamento il cassone, viene trattato come corpo rigido; fissato il polo di calcolo dei momenti (O_p =polo lato porto), deve risultare, per ogni combinazione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore di progetto delle azioni " E_d " è dato da:

$$E_d = M_{RIB}$$

in cui M_{RIB} è la sommatoria dei momenti ribaltanti rispetto al polo di calcolo.

La resistenza " R_d " è data dai momenti stabilizzanti:

$$R_d = M_{STAB}$$

in cui M_{STAB} è la sommatoria dei momenti stabilizzanti rispetto al polo di calcolo.

Per la verifica deve quindi risultare:

$$R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB} \geq 1$$

Sono risultate nel complesso n.12 combinazioni di carico; di seguito si riporta il dettaglio del calcolo per le 2 combinazioni più gravose in assenza / in presenza di sisma, mentre la sintesi dei risultati della verifica a scorrimento è riportata al successivo paragrafo.

▪ Ribaltamento: combinazione n.1 STATICA

SLU- (EQU+M2) – con sovraccarico variabile assente

Combinazione fondamentale valida per SLU: $\gamma_{G1} \cdot G1$

EQU - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=0.9$ favorevole, $\gamma_{G1}=1.1$ sfavorevole,

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_\gamma=1$

Polo dei momenti (lato mare): O_m ; Momenti stabilizzanti: + ; Momenti ribaltanti: -

AZIONI	Simbolo	Comp. orizzontale	Comp. verticale	Coeff. parziale	Coeff. comb.	b_o	M_{oi}	b_v	M_{vi}
		[KN]	[KN]	γ_F	Ψ_{0j}	[m]	[KN]	[m]	[KN]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio (alleggerito) cassone e sovrastruttura	P_{all}	-	72013.69	0.9	-	-	0.00	8.58	556089.71
Peso (alleggerito) rinfianno	P_{dente}	-	6729.62	0.9	-	-	0.00	15.75	95392.36
Spinta attiva terrapieno (c. M2)	S'_a	6919.62	2877.78	1.1	-	4.40	-33490.96	16.50	52231.71
Spinta attiva sovr. permanente (c. M2)	$S_{sovr-perm}$	1084.73	451.12	1.1	-	6.10	-7278.54	16.50	8187.83
Spinta idrostatica acqua parete mare	$U_{idr-mare}$	- 20940.09	-	1.1	-	3.60	82922.76	-	0.00
Spinta idrostatica acqua parete porto	$U_{idr-porto}$	20940.09	-	1.1	-	3.60	-82922.76	-	0.00
Risultanti	M	$M_{STAB}=754054.87$ KNm			$M_{RIB}=- 82922.76$ KNm				

Verifica	R_d / E_d	$R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB} = 9.09 > 1$
----------	-------------	---

▪ **Ribaltamento: combinazione n.5 SISMICA**

SLV-EQU (1+M2) – Sisma↓Finerzia↑ – con sovraccarico variabile assente

Combinazione valida per SLU connessi con l'azione sismica: E+G1

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_G=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficienti sismici: $k_h=0.016$, $k_v=0.008$

Polo dei momenti (lato porto): O_m ; Momenti stabilizzanti: +; Momenti ribaltanti: -

AZIONI	Simbolo	Comp. orizzontale	Comp. verticale	Coeff. parziale	Coeff. comb.	b_o	M_{oi}	b_v	M_{vi}
		[KN]	[KN]	γ_F	ψ_{2j}	[m]	[KN]	[m]	[KN]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio (alleggerito) cassone e sovrastruttura	P_{all}	-	72013.69	-	-	-	0.00	8.58	617877.46
Peso (alleggerito) rinfiaco	P_{dente}	-	6729.62	-	-	-	0.00	15.75	105991.52
Spinta attiva terrapieno (c. M2)	S'_a	6919.62	2877.78	-	-	4.40	-30446.33	16.50	47483.37
Spinta attiva sovr. permanente (c. M2)	$S_{sovr-perm}$	1084.73	451.12	-	-	6.10	-6616.85	16.50	7443.48
Spinta idrostatica acqua parete mare	$U_{idr-mare}$	- 20940.09	-	-	-	3.60	75384.32	-	0.00
Spinta idrostatica acqua parete porto	$U_{idr-porto}$	20940.09	-	-	-	3.60	-75384.32	-	0.00
SISMICHE (E) Sisma↓Finerzia↑									
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	$U_{din-mare}$	390.88	-	-	-	4.32	-1688.60	-	0.00
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	$U_{din-porto}$	390.88	-	-	-	4.32	-1688.60	-	0.00
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F_{in}	1938.11	-969.05	-	-	5.91	-11454.23	8.57	-93.90
Forze d'inerzia peso rinfiaco	$F_{in-dente}$	185.32	-53.84	-	-	6.82	-1263.88	15.75	-13.33
Incremento sismico spinta attiva rinfiaco (c. M2)	$\Delta S'_{a-sism}$	450.46	187.34	-	-	6.10	-2747.81	16.50	77.91
Incremento sismico spinta sovr. permanente (c. M2)	$\Delta S'_{p-sism}$	66.81	27.78	-	-	6.10	-407.54	16.50	21.09
Risultanti	M	$M_{STAB}=817511.10 \text{ KNm}$			$M_{RIB}=-100632.38 \text{ KNm}$				
Verifica	R_d / E_d	$R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB} = 8.12 > 1$							

3.12.5. Sintesi dei risultati (ribaltamento)

Nella tabella seguente è riportata la sintesi della verifica di ribaltamento:

	COMBINAZIONE	M_{STAB} [KNm]	M_{RIB} [KNm]	R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB}
n.	COMBINAZIONI STATICHE			
1	(EQU+M2) - sovraccarico variabile assente	744902.75	-85045.60	8.76
2	(EQU+M2) - sovraccarico variabile su soletta	-	-	-
3	(EQU+M2) - sovraccarico variabile su terrapieno	744902.75	-95969.57	7.76
4	(EQU+M2) - sovraccarico variabile su terrapieno e soletta	983062.87	-95969.57	10.24
	COMBINAZIONI SISMICHE			
n.	Sisma↓ $F_{inerzia}$ ↑			
5	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↓ $F_{inerzia}$ ↑ con sovraccarico variabile assente	809790.14	-103637.66	7.81
6	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↓ $F_{inerzia}$ ↑ con sovraccarico var. su soletta	-	-	-
7	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↓ $F_{inerzia}$ ↑ con sovr. variabile su terrapieno	809790.14	-105934.54	7.64
8	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↓ $F_{inerzia}$ ↑ con sovr. var. su terrap. e soletta	857422.16	-105934.54	8.09
n.	Sisma↑ $F_{inerzia}$ ↓			
9	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↑ $F_{inerzia}$ ↓ con sovraccarico variabile assente	809790.14	-85447.82	9.48
10	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↑ $F_{inerzia}$ ↓ con sovraccarico var. su soletta	-	-	-
11	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↑ $F_{inerzia}$ ↓ con sovr. variabile su terrapieno	809790.14	-87779.61	9.23
12	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma↑ $F_{inerzia}$ ↓ con sovr. var. su terrap. e soletta	857422.16	-87779.61	9.77

Il rapporto R_d / E_d , (resistenze / effetto delle azioni) esprime il rapporto tra i momenti stabilizzanti e i momenti ribaltanti rispetto al polo di calcolo; la verifica a ribaltamento è soddisfatta risultando sempre $R_d / E_d > 1$.

3.12.6. Verifica di capacità portante (carico limite)

La verifica allo SLU – capacità portante (o carico limite) della fondzione del cassone, si effettua controllando che risulti, per ogni combinazione: $E_d \leq R_d$
in cui:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Ponendo $R_d = R / \gamma_R$ la relazione di verifica può essere scritta anche come: $R / E_d \geq \gamma_R$
in cui:

- R è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico a meno del coefficiente parziale per la resistenza globale;
- γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza globale.

La resistenza "R" è data da: $R = Q_{lim}$

in cui Q_{lim} è il carico limite;

E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni dato da: $E_d = \sigma_{t \max}$
in cui $\sigma_{t \max}$ è la pressione massima sul terreno esercitata dalla fondazione del cassone.

Il carico limite, per il caso in esame, viene calcolato con riferimento alle tensioni efficaci; si tiene conto della pressione dell'acqua considerando il peso alleggerito del cassone in acqua; per la verifica deve quindi risultare: $R / E_d = Q_{lim} / \sigma_{t \max} \geq \gamma_R$

Nei paragrafi seguenti è riportato il metodo di calcolo del carico limite (in assenza o presenza di sisma) e della pressione massima sul terreno.

3.12.7. Carico limite - metodo di calcolo in assenza di sisma

Per il calcolo del carico limite è stata adottata la teoria di Vesic (1975) in cui si utilizza una formula trinomia che è una estensione di quella originaria di Terzaghi; contiene coefficienti correttivi che tengono conto dell'effettiva forma della fondazione e permettono di considerare gli effetti di carichi inclinati o eccentrici, e dell'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna; consente inoltre di stabilire, per i terreni incoerenti, il tipo di meccanismo di rottura che può innescarsi (rottura generale, locale, per punzonamento). Nel caso in esame si fa riferimento al meccanismo di rottura generale ed al calcolo in condizioni drenate (tensioni efficaci).

Carico limite per meccanismo di rottura generale

L'espressione generale è la seguente:

$$q_{lim} = A_c c N_c + A_q q N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma$$

La relazione specializzata per il caso di calcolo in condizioni drenate (tensioni efficaci):

in C.D.

$$(tensioni efficaci) \quad q'_{lim} = A_c c' N_c + A_q q' N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma$$

I diversi fattori della formula del carico limite sono descritti nei punti seguenti.

I fattori A_c , A_q , A_γ sono coefficienti correttivi "globali" e sono dati da:

$$A_c = \zeta_c \times \xi_c \times \beta_c \times \alpha_c \times d_c$$

$$A_q = \zeta_q \times \xi_q \times \beta_q \times \alpha_q \times d_q$$

$$A_\gamma = \zeta_\gamma \times \xi_\gamma \times \beta_\gamma \times \alpha_\gamma \times d_\gamma$$

I simboli rappresentano:

ζ_c , ζ_q , ζ_γ = coefficienti di forma

ξ_c , ξ_q , ξ_γ = coefficienti di inclinazione del carico

β_c , β_q , β_γ = coefficienti di inclinazione del piano campagna

α_c , α_q , α_γ = coefficienti di inclinazione del piano di posa

d_c , d_q , d_γ = coefficienti di profondità

I fattori di capacità portante sono dati dalle seguenti relazioni:

in C.D. :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_q = \operatorname{tg} 2(\pi/4 + \phi'/2) e \pi \operatorname{tg} \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi'$$

Se oltre alla forza verticale centrata Q_v , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti (M_B longitudinali o M_L trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte $B' \times L'$ nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano con le relazioni seguenti:

$$e_B = M_B / Q_v \quad \text{eccentricità trasversale del carico}$$

$$e_L = M_L / Q_v \quad \text{eccentricità longitudinale del carico}$$

$$B' = B - 2e_B \quad \text{larghezza della fondazione fittizia}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{lunghezza della fondazione fittizia}$$

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non può essere considerata nastriforme ($L'/B' \leq 5$) e si calcolano con le relazioni:

in C.D. :

$$\zeta_c = 1 + (B'/L') \times (N_q / N_c)$$

$$\zeta_q = 1 + (B'/L') \operatorname{tg} \phi'$$

$$\zeta_\gamma = 1 - 0.4(B'/L')$$

Se oltre alla forza verticale Q_v agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali (Q_B parallela a B o Q_L parallela a L), la risultante è inclinata ed il carico limite viene corretto dai fattori di inclinazione del carico che si calcolano con le seguenti relazioni:

in C.D. :

$$\xi_c = \xi_q - (1 - \xi_q) / N_c \operatorname{tg} \phi'$$

$$\xi_q = [1 - Q_h / (Q_v + c' B' L' \cot \phi')]^m$$

$$\xi_\gamma = [1 - Q_h / (Q_v + c' B' L' \cot \phi')]^{m+1}$$

nelle relazioni:

$$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0.5} \quad \text{risultante delle forze orizzontali}$$

$$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

$$\theta = \arctg(Q_B/Q_L)$$

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

I fattori di inclinazione del piano campagna sono applicabili per inclinazioni $\eta < 45^\circ$ e sono dati dalle seguenti relazioni:

in C.D. (valide per $\eta < \phi'$):

$$\beta_c = 1 - \eta^\circ / 147 \quad (\eta \text{ in gradi})$$

$$\beta_q = (1 - \operatorname{tg} \eta)^2$$

$$\beta_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \eta)^2$$

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione sono applicabili per inclinazioni $\varepsilon < 45^\circ$ e sono

dati dalle seguenti relazioni:

in C.D. :

$$\alpha_c = 1 - \varepsilon^\circ / 147 \quad (\varepsilon \text{ in gradi})$$

$$\alpha_q = (1 - \varepsilon \operatorname{tg} \varphi')^2 \quad (\varepsilon \text{ in rad})$$

$$\alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \operatorname{tg} \varphi')^2 \quad (\varepsilon \text{ in rad})$$

I fattori di profondità tengono conto della resistenza al taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; nelle situazioni reali, infatti, le superfici di scorrimento sono estese fino al piano campagna; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non è lecito considerare i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano attraverso le relazioni:

in C.D. :

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi')$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

nelle relazioni, il parametro k viene calcolato in funzione del rapporto D_f/B' tra profondità del piano di posa D_f e larghezza della fondazione fittizia B' :

$$k = \begin{cases} D_f/B' & \text{se } D_f/B' \leq 1 \\ \arctg(D_f/B') & \text{se } D_f/B' > 1 \end{cases}$$

Nella formula trinomia il termine q rappresenta il sovraccarico laterale ovvero la tensione efficace in C.D. sul piano di posa; si calcola in funzione della profondità del piano di posa D_f e della profondità della falda D_w :

$$\text{in C.D.} \quad q = q' = \begin{cases} \gamma_1' D_f & \text{se fondazione sommersa} \\ \gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - D_w) & \text{se } D_w < D_f \\ \gamma_1 D_f & \text{se } D_w \geq D_f \end{cases}$$

Per il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione γ_2^* si assume il peso di volume sommerso γ_2' , o il peso di volume naturale γ_2 , oppure un valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

$$\gamma_2^* = \begin{cases} \gamma_2' & \text{se } 0 \leq D_w < D_f \text{ o fondazione sommersa} \\ [\gamma_2 (D_w - D_f) + \gamma_2' (D_f + B - D_w)] / B & \text{se } D_f \leq D_w < D_f + B \\ \gamma_2 & \text{se } D_w \geq D_f + B \end{cases}$$

3.12.7. Carico limite - metodo di calcolo in presenza di sisma

Per il calcolo del carico limite in presenza di sisma, è stata adottata la formulazione di Paolucci & Pecker (1997). In generale, per la verifica di capacità portante nel caso sismico occorre tener conto dell'effetto

“Cinematico” (inerzia del terreno di fondazione) e dell’effetto “Inerziale” (inerzia della sovrastruttura). Dell’effetto dell’inerzia della sovrastruttura si tiene conto implicitamente quando si adottano formule trinomie con coefficienti correttivi per l’inclinazione e l’eccentricità del carico trasmesso dalla sovrastruttura al terreno di fondazione; per l’effetto cinematico, il metodo di Paolucci & Pecker introduce nella formula trinomia ulteriori coefficienti correttivi:

$$z_c \approx 1 - 0.32K_h$$

$$z_q = (1 - K_h / \tan \varphi')^{0.35}$$

$$z_\gamma = z_q = (1 - K_h / \tan \varphi')^{0.35}$$

nelle relazioni K_h è il coefficiente sismico orizzontale e φ' l’angolo di attrito del terreno di fondazione; in generale il metodo vale per $K_h < \tan \varphi'$.

La formula generale del carico limite in presenza di sisma ed in C.D. (tensioni efficaci) diventa:

$$q'_{lim} = A_c c' N_c z_c + A_q q' N_q z_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma z_\gamma$$

nella formula, ad esclusione dei coefficienti correttivi z_c , z_q , z_γ , gli altri hanno lo stesso significato del caso statico.

La forza d’inerzia $K_h \times P_{cassone}$ viene trasmessa al terreno di fondazione in caso di sisma se $K_h < \tan \varphi'$. Per il caso in esame, con riferimento alla verifica di capacità portante allo SLU-SLV, risulta:

$$K_h = 0.016$$

coefficiente sismico orizzontale

$$\varphi'_k = 30^\circ$$

angolo di attrito terreno di fondazione (valore caratteristico)

$$\tan(\varphi'_d) = \tan(30^\circ)/1 = 0.577 > 0.016 \quad (\text{combinazioni “M1”})$$

$$\tan(\varphi'_d) = \tan(30^\circ)/1.25 = 0.462 > 0.016 \quad (\text{combinazioni “M2”})$$

La condizione $K_h < \tan \varphi'$ è verificata ed il metodo di Paolucci & Pecker è applicabile.

3.12.9. Pressioni trasmesse al terreno

Le pressioni trasmesse dal cassone al terreno di fondazione, con l’ipotesi di fondazione rigida, sono date dalle relazioni seguenti:

$u = \frac{\sum M_{stab} - \sum M_{rib}}{N}$	distanza di N dallo spigolo della fondazione
$e = \frac{B}{2} - u$	eccentricità
$M = N \cdot e$	momento
Sezione interamente reagente ($e \leq B/6$):	
$\sigma_{t \min} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$	pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
$\sigma_{t \max} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$	pressione massima trasmessa al terreno di fondazione
Sezione parzializzata ($e > B/6$):	
$\sigma_{t \min} = 0$	pressione minima trasmessa al terreno di fondazione

$\sigma_{t \max} = \frac{N}{3 \cdot u \cdot L}$	pressione massima trasmessa al terreno di fondazione
---	--

Di seguito si riporta il dettaglio del calcolo per le 2 (delle 12) combinazioni più gravose in assenza / in presenza di sisma, mentre la sintesi dei risultati della verifica al carico limite è riportata al successivo paragrafo.

▪ Carico limite: combinazione n.4 STATICA

SLU-GEO (A2+M2+R2) –sovraccarico variabile su terrapieno e soletta

Combinazione fondamentale valida per SLU: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

A2 - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1$, $\gamma_Q=1.3$

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_\gamma=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

Polo dei momenti (lato mare): O_m ; Momenti stabilizzanti: + ; Momenti ribaltanti: -

AZIONI	Simbolo	Comp. orizzontale	Comp. verticale	Coeff. parziale	Coeff. comb.	b _o	M _{oi}	b _v	M _{vi}
		[KN]	[KN]	γ _F	Ψ _{0j}	[m]	[KN]	[m]	[KN]
PERMANENTI (G1)									
Peso p. (alleggerito) cassone e sovr.	P _{all}	-	73076.26	1	-	-	0.00	8.53	623340.50
Peso (alleggerito) rinfianco	P _{dente}	-	6729.62	1	-	-	0.00	15.75	105991.52
Spinta attiva terrapieno (c. M2)	S _a '	10226.35	3034.53	1	-	4.40	-44995.94	16.50	50069.75
Spinta attiva sovr. permanente (c. M2)	S _{sovr-perm}	1603.10	475.70	1	-	6.10	-9778.91	16.50	7849.05
Spinta idrostatica acqua parete mare	U _{idr-mare}	- 20940.09	-	1	-	3.60	75384.32	-	0.00
Spinta idrostatica acqua parete porto	U _{idr-porto}	20940.09	-	1	-	3.60	-75384.32	-	0.00
VARIABILI (Q)									
Sovraccarico variabile su soletta	PQ _{sol}	-	19481.40	1.3	-	-	0.00	8.15	206405.43
Spinta attiva sovr. variabile (comb. M2)	S _{sovr-var}	6049.42	1795.08	1.3	-	6.10	-47971.90	16.50	38504.47
Risultanti (O) , (V)	R	R _o =19693.70 KN			R _v =110975.53 KN				
Momenti	ΔM	M _{STAB(+)} + M _{RIB(-)} = 732475.96 KNm							
Posizione di N=R _v	u = (M _{STAB} + M _{RIB}) / N = 8.37 m								
Larghezza fondazione	B = 16.50 m								
Lunghezza fondazione	L = 35.55 m								

Eccentricità	$e = B/2 - u = 0.12 \text{ m} < B/6 = 2.75 \text{ m}$ ("N" cade all'interno del nocciolo)
Momento equivalente	$M = N \times e = 13865.80 \text{ KNm}$
Pressione minima	$\sigma_{t \min} = N / BL \times (1 - 6e/B) = 180.60 \text{ KN/m}^2$
Pressione massima	$\sigma_{t \max} = N / BL \times (1 + 6e/B) = 197.79 \text{ KN/m}^2$

Calcolo del carico limite

COMBINAZIONE n.4 SLU-GEO (A2+M2+R2) –sovraccarico variabile su terrapieno e soletta

<u>Dati sulla fondazione</u>						
B[m]	L[m]	ε [°]	D _f [m]			
16.50	35.55	0° 00	0.00			
<u>Fondale e l.m.m.</u>						
η [°]	D _w [m]	γ_w [KN/m ³]	$\gamma_{\square}$ [KN/m ³]			
0° 00	-10.80	10.10	19.00			
<u>Parametri geotecnici terreno portante – valori caratteristici e valori di calcolo</u>						
c' _k [KPa]	ϕ'_k [°]	γ_{2k} [KN/m ³]		c' _d [KPa]	ϕ'_d [°]	γ_{2d} [KN/m ³]
0	30°	18		0	24.79°	18
<u>Azioni a quota piano di posa fondazione – valori di calcolo</u>						
Q _v [KN]	Q _B [KN]	Q _L [KN]	$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0.5}$	$\delta = \arctg(Q_h/Q_v)$	M _B [KNm]	M _L [KNm]
110975.53	19693.70	0.00	19693.70	10° 06	13865.80	0.00
<u>Fondazione fittizia</u>						
e _B = M _B /Q _v [m]	e _L = M _L /Q _v [m]	B' = B - 2e _B [m]	L' = L - 2e _L [m]			
0.12	0.00	16.25	35.55			
<u>Fattori di capacità portante</u>						
N _c = (N _q - 1) cotg ϕ'	N _q = k _p e π tg ϕ'	N _{γ} = 2(N _q + 1) tg ϕ'				
20.418	10.431	10.559				
<u>Sovraccarico laterale (D_f = 0) e Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fondazione (fondazione sommersa)</u>						
q' = γ_1 D _f [KPa]	$\gamma_2^* = \gamma_2'$ [KN/m ³]					
0	7.90					
<u>Fattori correttivi</u>				c	q	γ
Forma (L'/B' = 2.188 < 5)				ζ	1.234	1.211
Inclinazione carico ($\delta = 10^\circ 06$, $\theta = 90^\circ$, m = 1.686)				ξ	0.690	0.719
Inclinazione fondale ($\eta = 0^\circ 00$)				β	1	1
Inclinazione piano posa ($\varepsilon = 0^\circ$)				α	1	1
Profondità (k = D _f /B' = 0)				d	1	1

Fattori correttivi globali		A_c	A_q	A_γ
$\zeta \times \xi \times \beta \times \alpha \times d$		0.851	0.871	0.483
Termini del carico limite		$A_c c' N_c$	$A_q q' N_q$	$A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma$
	[KN/m ²]	0.00	0.00	327.70

Verifica al carico limite

COMBINAZIONE n.4 SLU-GEO (A2+M2+R2) – sovraccarico variabile su terrapieno e soletta

$$q'_{lim} = A_c c' N_c + A_q q' N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma = 0+0+327.70 = 327.70 \text{ KN/m}^2$$

$$E_d = \sigma_{t \max} = 197.79 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d = R / g_R = q'_{lim} / g_R = 327.70 / 1 = 327.70 \text{ KN/m}^2$$

$R_d / E_d = 1.66 > 1 \Rightarrow$ la verifica è soddisfatta.

Carico limite: combinazione n.12 SISMICA

SLV-GEO (1+M2+R2) – Sisma $\uparrow$ Finerzia $\downarrow$ con sovraccarico var. su terrapieno e soletta

Combinazione valida per SLU connessi con l'azione sismica: $E+G1 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_\gamma=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficiente di combinazione $\Psi_{21-\text{sovr var}}=0.3$

coefficienti sismici: $k_h=0.016$, $k_v= - 0.008$

Polo dei momenti (lato mare): O_m ; Momenti stabilizzanti: +; Momenti ribaltanti: -

AZIONI	Simbolo	Comp. orizzontale	Comp. verticale	Coeff. parziale	Coeff. comb.	b _o	M _{oi}	b _v	M _{vi}
		[KN]	[KN]	γ _F	Ψ _{2j}	[m]	[KN]	[m]	[KN]
PERMANENTI (G1)									
Peso p. (alleggerito) cassone e sovr.	P _{all}	-	73076.26	-	-	-	0.00	8.53	623340.50
Peso (alleggerito) rinfianco	P _{dente}	-	6729.62	-	-	-	0.00	15.75	105991.52
Spinta attiva terrapieno (c. M2)	S' _a	10226.35	3034.53	-	-	4.40	-44995.94	16.50	50069.75
Spinta attiva sovr. permanente (c. M2)	S _{sovr-perm}	1603.10	475.70	-	-	6.10	-9778.91	16.50	7849.05
Spinta idrostatica acqua parete mare	U _{idr-mare}	- 20940.09	-	-	-	3.60	75384.32	-	0.00
Spinta idrostatica acqua parete porto	U _{idr-porto}	20940.09	-	-	-	3.60	-75384.32	-	0.00
VARIABILI (Q)									
Sovraccarico variabile su soletta	PQ _{sol}	-	19481.40	-	0.3	-	0.00	8.15	47632.02
Spinta attiva sovr.	S _{sovr-var}	6049.42	1795.08	-	0.3	6.10	-11070.44	16.50	8885.65

variabile (c. M2)									
SISMICHE (E) Sisma↑F _{inerzia} ↓									
Spinta idrodinamica acqua parete mare	U _{din-mare}	390.88	-	-	-	4.32	-1688.60	-	0.00
Spinta idrodinamica acqua parete porto	U _{din-porto}	390.88	-	-	-	4.32	-1688.60	-	0.00
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastr.	F _{in}	1966.37	983.19	-	-	5.95	-11699.90	8.51	8366.95
Forze d'inerzia peso rinfilanco	F _{in-dente}	185.32	53.84	-	-	6.82	-1263.88	15.75	847.98
Increment. sismico spinta attiva rinf. (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	729.12	216.36	-	-	6.10	-4447.63	16.50	3569.94
Increment. sismico spinta sovr. var. (c. M2)	ΔS' _{q-sism}	406.97	120.76	-	“0.3”	6.10	-744.76	16.50	597.76
Increment. sismico spinta sovr. perm. (c. M2)	ΔS' _{p-sism}	107.85	32.00	-	-	6.10	-657.89	16.50	528.00
Risultanti (O) , (V)	R	R _o =17536.79 KN				R _v =91020.67 KN			
Momenti	ΔM	M _{STAB(+)} + M _{RIB(-)} = 769642.56 KNm							
Posizione di N=R _v	u = (M _{STAB} + M _{RIB}) / N = 8.46 m								
Larghezza fondazione	B = 16.50 m								
Lunghezza fondazione	L = 35.55 m								
Eccentricità	e = B/2 – u = 0.21 m < B/6 = 2.75 m (“N” cade all’interno del nocciolo)								
Momento equivalente	M = N x e = 18722.01 KNm								
Pressione minima	σ _{t min} = N / BL x (1-6e/B) = 143.57 KN/m ²								
Pressione massima	σ _{t max} = N / BL x (1+6e/B) = 166.78 KN/m ²								

Calcolo del carico limite

COMBINAZIONE n.12 SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) – Sisma $\uparrow F_{inerzia}$ $\downarrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno e soletta

<u>Dati sulla fondazione</u>						
B[m]	L[m]	$\varepsilon [^\circ]$	$D_f[m]$			
16.50	35.55	0° 00	0.00			
<u>Fondale e l.m.m.</u>						
$\eta [^\circ]$	$D_w[m]$	$\gamma_w [\text{KN/m}^3]$	$\gamma_{\square} [\text{KN/m}^3]$			
0° 00	-10.80	10.10	19.00			
<u>Parametri geotecnici terreno portante – valori caratteristici e valori di calcolo</u>						
$c'_k [\text{KPa}]$	$\phi'_k [^\circ]$	$\gamma_{2k} [\text{KN/m}^3]$		$c'_d [\text{KPa}]$	$\phi'_d [^\circ]$	$\gamma_{2d} [\text{KN/m}^3]$
0	30°	18		0	24.79°	18
<u>Azioni a quota piano di posa fondazione – valori di calcolo</u>						

Q_v [kN]	Q_B [kN]	Q_L [kN]	$Q_h=(Q_B^2+Q_L^2)^{0.5}$	$\delta=\arctg(Q_h/Q_v)$	M_B [kNm]	M_L [kNm]
91020.67	17536.79	0.00	17536.79	10°.91	18722.01	0.00
<u>Fondazione fittizia</u>						
$e_B=M_B/Q_v$ [m]	$e_L=M_L/Q_v$ [m]	$B'=B-2e_B$ [m]	$L'=L-2e_L$ [m]			
0.21	0.00	16.09	35.55			
<u>Fattori di capacità portante</u>						
$N_c=(N_q-1)\cot\phi'$	$N_q=k_p e \pi \tan\phi'$	$N_\gamma=2(N_q+1)\tan\phi'$				
20.418	10.431	10.559				
<u>Sovraccarico laterale ($D_f=0$) e Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fondazione (fondazione sommersa)</u>						
$q'=\gamma_1'D_f$ [kPa]	$\gamma_2^*=\gamma_2'$ [kN/m ³]					
0	7.90					
<u>Fattori correttivi</u>				c	q	γ
Forma ($L'/B'=2.210 < 5$)		ζ	1.231	1.209	0.819	
Inclinazione carico ($\delta=10°.91$, $\theta=90°$, $m=1.688$)		ξ	0.665	0.697	0.562	
Inclinazione fondale ($\eta=0°.00$)		β	1	1	1	
Inclinazione piano posa ($\varepsilon=0°$)		α	1	1	1	
Profondità ($k=D_f/B'=0$)		d	1	1	1	
<u>Fattori correttivi globali</u>				A_c	A_q	A_γ
$\zeta \times \xi \times \beta \times \alpha \times d$			0.818	0.842	0.461	
<u>Fattori correttivi sisma ($k_h=0.014$)</u>				z_c	z_q	z_γ
effetto "cinematico" Paolucci & Pecker			0.995	0.988	0.988	
<u>Termini del carico limite</u>				$A_c c' N_c z_c$	$A_q q' N_q z_q$	$A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma z_\gamma$
		[kN/m ²]	0.00	0.00	305.34	

Verifica al carico limite

COMBINAZIONE n.12 SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) – Sisma↑Finerzia↓ con sovraccarico variabile su terrapieno e soletta

$$q'_{lim} = A_c c' N_c z_c + A_q q' N_q z_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma z_\gamma = 0+0+305.34 = 305.34 \text{ kN/m}^2$$

$$E_d = \sigma_{t \max} = 166.78 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = R / g_R = q'_{lim} / g_R = 305.34 / 1 = 305.34 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d / E_d = 1.83 > 1 \Rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

3.12.10. Sintesi dei risultati (carico limite)

Nella tabella seguente è riportata la sintesi della verifica di capacità portante:

	COMBINAZIONE	R_v [KN]	R_o [KN]	M [KNm]	u [m]	e [m]	$\sigma_{t \min}$ [KN/m ²]	$\sigma_{t \max}$ [KN/m ²]	q'_{lim} [KN/m ²]	R/E_d = q'_{lim} / σ_t max
n.	COMBINAZIONI STATICHE									
1	SLU GEO (A2+M2+R2) - sovraccarico var. assente	83316.11	11829.45	45118.05	8.79	0.54	114.07	170.01	351.64	2.07
2	SLU GEO (A2+M2+R2) - sovraccarico var. su soletta	108641.93	11829.45	42585.47	7.86	0.39	158.81	211.61	395.56	1.87
3	SLU GEO (A2+M2+R2) – sovr. var. su terrapieno	85649.71	19693.70	16398.38	8.06	0.19	135.85	156.18	272.65	1.75
4	SLU GEO (A2+M2+R2) – sovr. var. su terrap. e soletta	110975.53	19693.70	13865.80	8.13	0.12	180.60	197.79	327.70	1.66
n.	COMBINAZIONI SISMICHE									
n.	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$									
5	SLV-GEO (1+M2+R2) - sovr. var. assente	82468.28	15400.50	25789.17	7.94	0.31	124.61	156.58	307.97	1.97
6	SLV-GEO (1+M2+R2) – sovr. var. su soletta	88312.70	15400.50	25204.73	8.54	0.29	134.93	166.18	321.64	1.94
7	SLV-GEO (1+M2+R2) – sovr. var. su terrapieno	83034.44	17308.45	18821.50	8.02	0.23	129.89	153.23	288.93	1.89
8	SLV-GEO (1+M2+R2) – sovr. var. su terrap. e soletta	88878.86	17308.45	18237.06	8.04	0.21	140.22	162.83	303.25	1.86
n.	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$									
9	SLV-GEO (1+M2+R2) - sovr. var. assente	84601.50	15599.87	26379.95	7.94	0.31	127.88	160.58	310.41	1.93
10	SLV-GEO (1+M2+R2) – sovr. var. su soletta	90445.92	15599.87	25795.50	7.96	0.29	138.20	170.18	323.65	1.90
11	SLV-GEO (1+M2+R2) – sovr. var. su terrapieno	85176.25	17536.79	19306.46	8.02	0.23	133.24	157.18	291.45	1.85
12	SLV-GEO (1+M2+R2) – sovr. var. su terrap. e soletta	91020.67	17536.79	18722.01	8.04	0.21	143.57	166.78	305.34	1.83

Il rapporto R / E_d , (resistenze / effetto delle azioni) esprime il rapporto tra il carico limite (pressione limite) e la pressione massima sul terreno di fondazione; la verifica di capacità portante è soddisfatta risultando sempre $R / E_d > \gamma_R = 1$.

3.13. VERIFICHE STRUTTURALI DEI CASSONI

Nei paragrafi seguenti vengono descritte le combinazioni delle azioni utilizzate per le verifiche strutturali, lo schema di calcolo e la sintesi dei risultati. Con riferimento alle azioni, si rimanda al

capitolo “Descrizione e calcolo delle azioni in esercizio” della presente relazione per la loro descrizione e calcolo.

3.13.1. Combinazioni di carico

Le verifiche strutturali dei cassoni sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE):

stati limite ultimi SLU:

- SLU di tipo strutturale (STR):
 - stato limite di resistenza della struttura compresa fondazione;
- SLU connessi all'azione sismica - stato limite di salvaguardia della vita (SLV):
 - stato limite di resistenza della struttura compresa fondazione;
- SLU connessi con l'azione eccezionale (cresta/cavo $T_r=220$ anni):
 - stato limite di resistenza della struttura compresa fondazione;

stati limite di esercizio SLE:

- stato limite di fessurazione;
- stato limite delle tensioni in esercizio;

Per ogni SLU deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$
in cui:

E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema strutturale.

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche, sono descritte in normativa (D.M. 14/01/2008) al punto 2.5.3; con riferimento alle azioni agenti sui cassoni e descritte nei precedenti capitoli della presente relazione, le combinazioni agli SLU e SLE si ricavano a partire da quelle fondamentali, che per una sola azione variabile (sovraccarico) assumono la forma:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

valida per SLU : $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

COMBINAZIONE SISMICA

valida per SLU connessi con l'azione sismica : $E + G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$

stati limite di esercizio SLE

COMBINAZIONE RARA

valida per SLE irreversibili : $G1 + G2 + Q_{k1}$

COMBINAZIONE FREQUENTE

valida per SLE reversibili : $G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1}$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

valida per SLE per effetti a lungo termine : $G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$

in cui:

G_1 : azioni permanenti strutturali (pesi propri elementi strutturali, pressione idrostatica dell'acqua);

G_2 : azioni permanenti non strutturali (*);

* tutte le azioni permanenti sono state considerate G_1 ;

Q_{k1} : azione variabile (sovraccarico);

E: azione sismica;

γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni permanenti strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{G2} : coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{Qj} : coefficiente parziale per l'azione variabile j nelle combinazioni SLU;

ψ_{2j} : coefficiente di combinazione per il valore quasi permanente dell'azione;

ψ_{11} : coefficiente di combinazione per il valore frequente dell'azione;

I valori dei coefficienti di combinazione ψ , utilizzati nelle verifiche, sono riportati nella tabella seguente:

Azione	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Sovraccarico variabile	0.7	0.5	0.3

Nelle verifiche agli stati limite ultimi strutturali (STR), è stato seguito l'Approccio 1 del D.M. 14 Gennaio 2008. Tale approccio prevede 2 combinazioni (Combinazione 1, Combinazione 2) nelle quali si impiegano 2 gruppi diversi di coefficienti parziali per azioni (A), resistenza dei materiali (M) e resistenza globale del sistema (R). Con riferimento a tali coefficienti parziali:

- per il dimensionamento strutturale è stata utilizzata la Combinazione 1;
- resistenza elementi strutturali: Approccio 1-combinazione 1-STR (A1+M1+R1);

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali (γ_f) per le azioni, per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), e per la resistenza globale (γ_R) indicati nella normativa (tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I):

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nelle verifiche agli SLU connessi con l'azione sismica, come gruppi di coefficienti parziali è stato seguito l'Approccio 1 - COMBINAZIONE 1 del D.M. 14 Gennaio 2008, ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali γ per le azioni (A), ed utilizzando i coefficienti parziali per i parametri di resistenza del terreno (M1) e per la resistenza globale del sistema geotecnico (R1).

In definitiva, a partire dalle combinazioni fondamentali, e con riferimento alle verifiche strutturali, sono risultate:

n.13 combinazioni agli SLU:

n.	COMBINAZIONI STATICHE
1	SLU STR (1+M1) sovraccarico variabile assente: $\gamma_{G1} \cdot G1$
2	SLU STR (1+M1) sovraccarico variabile su soletta: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$
3	SLU STR (1+M1) sovraccarico variabile su terrapieno: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$
4	SLU STR (1+M1) sovraccarico variabile su terrapieno e soletta: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$
	COMBINAZIONI SISMICHE
	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$
5	SLV-STR (1+M1) Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile assente: $E + G1$
6	SLV-STR (1+M1) Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
7	SLV-STR (1+M1) Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
8	SLV-STR (1+M1) Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno e soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$
9	SLV-STR (1+M1) Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile assente: $E + G1$
10	SLV-STR (1+M1) Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
11	SLV-STR (1+M1) Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
12	SLV-STR (1+M1) Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ con sovraccarico variabile su terrapieno e soletta: $E + G1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$
13	AFF : $G1 + G2$ con $G1$ =peso proprio e $G2$ =spinta idrostatica sulle pareti

n.7 combinazioni agli SLE:

n.	COMBINAZIONE SLE
	COMBINAZIONI FREQUENTI (per verifica allo stato limite di fessurazione)
1	SLE-FREQ: $G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1}$ (sovraccarico su soletta)
2	SLE-FREQ: $G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1}$ (sovraccarico su terrapieno)
3	SLE-FREQ: $G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1}$ (sovraccarico su terrapieno e soletta)
	COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI (per verifica allo stato limite di fessurazione e delle tensioni in esercizio)
4	SLE-QP $G1 + G2$
	COMBINAZIONI RARE (per verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio)
5	SLE-RARA: $G1 + G2 + Q_{k1}$ (sovraccarico su soletta)
6	SLE-RARA: $G1 + G2 + Q_{k1}$ (sovraccarico su terrapieno)
7	SLE-RARA: $G1 + G2 + Q_{k1}$ (sovraccarico su terrapieno e soletta)

3.13.2. Schema di calcolo

Per la determinazione delle sollecitazioni sul cassone, lo stesso è stato modellato ad elementi finiti con l'ausilio del software Sap2000. Il cassone è stato analizzato nella fase di affondamento (cassone privo di sovrastruttura) e in esercizio.

I singoli elementi strutturali del cassone sono stati modellati come elementi "shell" (piastre), risultando:

- soletta di fondazione (16.5x35.55m, sp.80cm) piastra appoggiata sulle pareti;
- parete laterale (10.95x35.55m, sp.60cm) piastra appoggiata sulle pareti trasversali;
- soletta sovrastruttura (13.5x35.55m, sp.65cm) piastra appoggiata sulle pareti;

- predalle (4 x2.08m, sp.30cm) piastra con 3 bordi appoggiati e uno libero.

Le caratteristiche meccaniche assegnate ai singoli elementi strutturali sono quelle descritte nel capitolo “Materiali”.

Le azioni applicate in esercizio sui cassoni sono quelle descritte nel capitolo “Descrizione e calcolo delle azioni in esercizio” secondo le combinazioni descritte al paragrafo precedente. Per l’analisi in affondamento è stata considerata la pressione idrostatica sulle pareti esterne agente su un’altezza di 10.80m e la zavorra di acqua presente all’interno del cassone. Per le predalle, le azioni considerate sono il peso proprio ed il peso del getto della soletta di copertura (incrementato con il coefficiente 1.5). Per la sovrastruttura è stato invece considerato un carico variabile di 4t/m2.

Le verifiche strutturali delle sezioni sono state eseguite con l’ausilio del software di calcolo Geostru-RCSEZ. L’armatura delle sezioni è stata determinata con riferimento alla verifica allo SLU per le sollecitazioni di momento e taglio e allo SLE di fessurazione e limitazione delle tensioni; è stata comunque assicurata, in ogni sezione, sia all’estradosso che all’intradosso, un’area di armatura longitudinale minima corrispondente allo 0.2% dell’area della sezione in calcestruzzo.

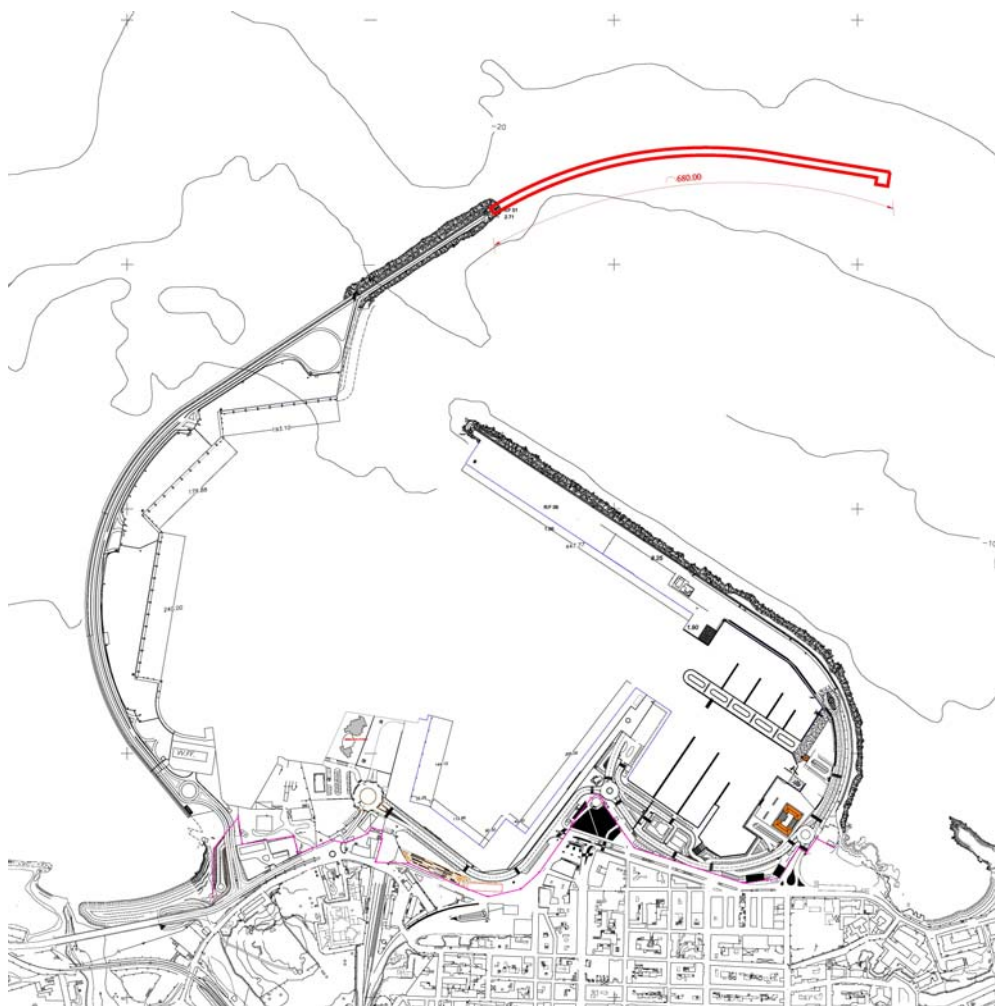
Nella tabella seguente si riportano le verifiche delle sezioni allo SLU con riferimento alle sollecitazioni di momento e taglio.

	Sezione di verifica bxh [cm]	coprif.	armatura	M_{sd} [KNm/m]		M_u [KNm/m]	V_{sd} [KN/m]		V_{rd} [KN/m]
Soletta fondazione	100x80	5.5 cm	sup.: 8 ϕ 16 / m inf.: 8 ϕ 16 / m	440	<	462	280	<	297
Pareti laterali (60cm)	100x60	5.5 cm	sup.: 5 ϕ 18 / m inf.: 5 ϕ 18 / m	140	<	271	145	<	236
Soletta sovrastruttura	100x65	5 cm	sup.: 5 ϕ 16 / m inf.: 5 ϕ 16 / m	91	<	239	133	<	252
Predalla	100x30	5 cm	sup.: 5 ϕ 14 / m inf.: 5 ϕ 14 / m	35	<	82	83	<	137

4. CALCOLI DI VERIFICA CASSONI BANCHINA MOLO DI PONENTE

4.1. PREMESSA

Nella presente relazione sono riportati i calcoli di verifica dei cassoni del prolungamento dell'Antemurale di Ponente del porto civico di Porto Torres (SS). La diga è realizzata in cassoni cellulari prefabbricati in c.a. a celle antiriflettenti ed ha uno sviluppo complessivo di circa 650m, di cui 460m in tratto curvo e 190m in rettilileo. Uno stralcio planimetrico delle opere previste in progetto è rappresentato nella figura seguente:



La profondità del fondale, nel tratto interessato dalla diga, varia da -15m a -19m s.l.m.
Sono previsti in progetto n.19 cassoni di cinque differenti tipologie, con imbasamento variabile da -15.50 a -17.50 m s.l.m.:

- n. 1 cassone tipo "1" cassone terminale del tratto rettilineo (imb. -17.50 m s.l.m, fondazione BxL=15x22.80m);
- n.5 cassoni tipo "2" nel tratto rettilineo (imb. -17.50 m s.l.m, fondazione BxL=16.5x35.55m);
- n.6 cassoni tipo "2 bis" nel tratto curvilineo (imb. -17.50 m s.l.m, fondazione con lati corti non paralleli B=16.5, L=36.05m, L'=35.05m);
- n.6 cassoni tipo "2 ter" nel tratto curvilineo (imb. -15.50 m s.l.m, fondazione con lati corti non paralleli B=16.5, L=36.05m, L'=35.05m);
- n.1 cassoni tipo "3" nel tratto terminale curvilineo di raccordo con la scogliera esistente (imb. -15.50 m s.l.m, fondazione con lati corti non paralleli B=16.5, L=28.35m, L'=27.35m).

La sezione trasversale delle cinque tipologie di cassone è sostanzialmente la stessa. I cassoni tipo "2", "2-bis", "2-ter" hanno il fusto di dimensioni di 13.50m di larghezza trasversale e 34.95m di lunghezza ed altezza rispettivamente 15.65m, 17.65m, 17.65m.

Per il cassone tipo "1", il fusto ha dimensioni di 13.50m di larghezza trasversale e 22.20m di lunghezza, con altezza di 16.65m; per il tipo "3" il fusto ha dimensioni di 13.50m di larghezza trasversale e 26.45m di lunghezza, con altezza di 15.65m

Per tutte le tipologie di cassone, le pareti esterne del fusto lato mare e lato porto hanno spessore 60cm, mentre la parete interna lato porto ha spessore 40cm; il solettone di base è di spessore 80cm.

All'interno, le pareti delle 3 file di celle hanno spessore 25cm. Le celle sono riempite, in esercizio, con materiale arido saturo proveniente da salpamenti e demolizioni.

Sulle pareti dei cassoni sono previsti fori (celle antiriflettenti) sia lato mare che lato porto.

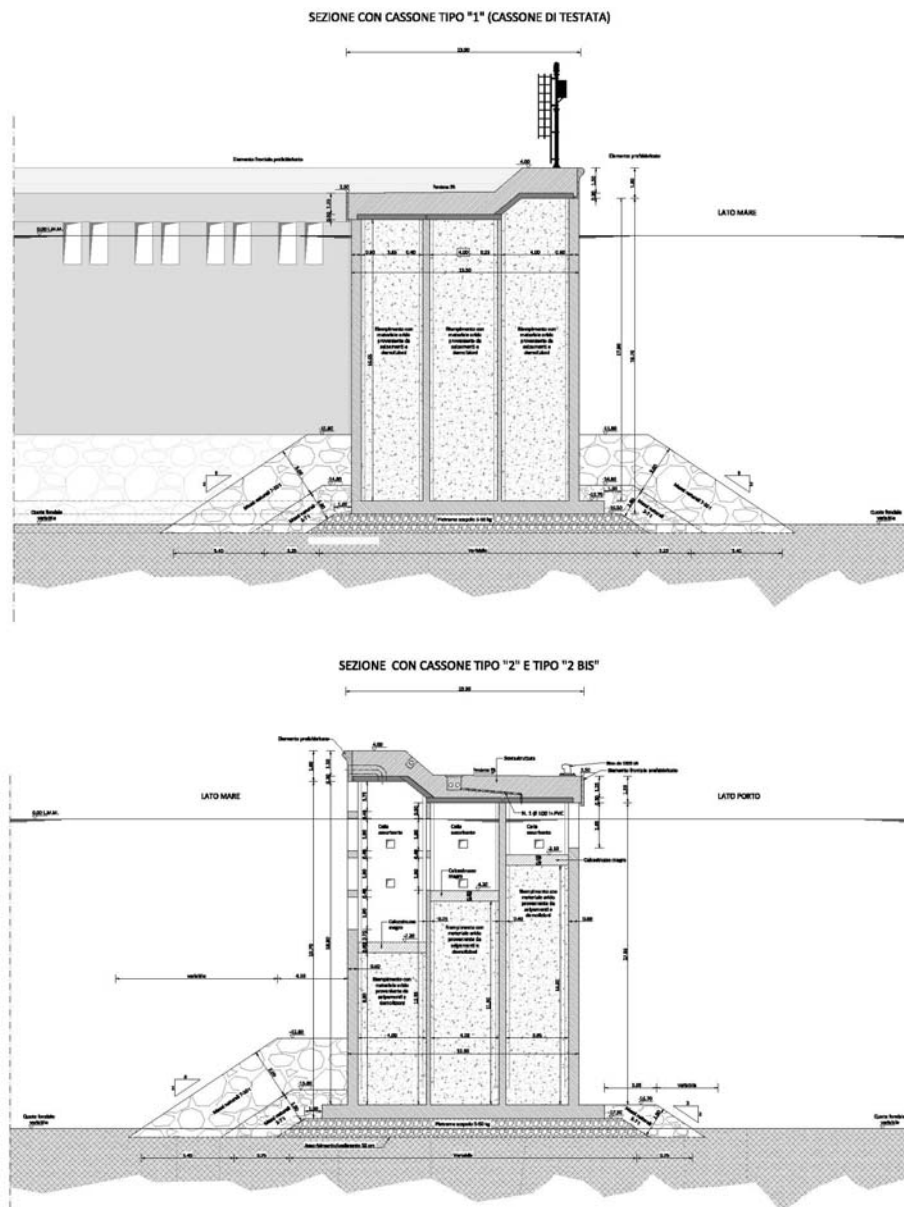
La sovrastruttura del cassone in esercizio è in c.a. e raggiunge quota +4m s.l.m. lato mare (muro paraonde) e +2.5m s.l.m. lato porto.

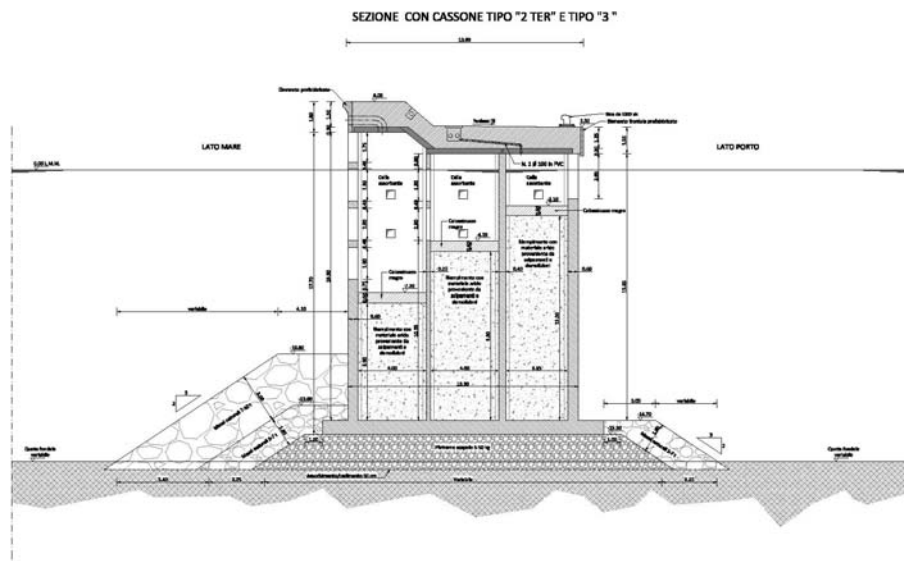
In opera il cassone poggia su un basamento in materiale lapideo scapolo. A protezione del piede lato mare del cassone è prevista la realizzazione di una scogliera con massi di pezzatura 7-10t.

Sebbene dal progetto preliminare la sezione corrente dei cassoni risulti non praticabile e parzialmente tracimabile, la sovrastruttura del cassone è stata comunque progettata per un sovraccarico di 40 KN/m² (4 t/m²). Ad esclusione del primo (tipo "3") e dell'ultimo cassone (tipo "1") del molo, è prevista, inoltre l'installazione di una bitta da 100 t su ogni cassone.

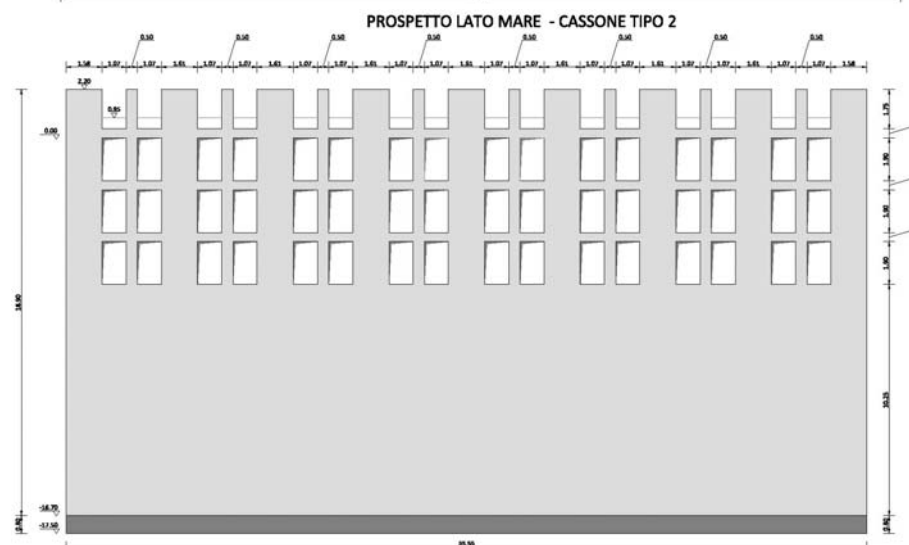
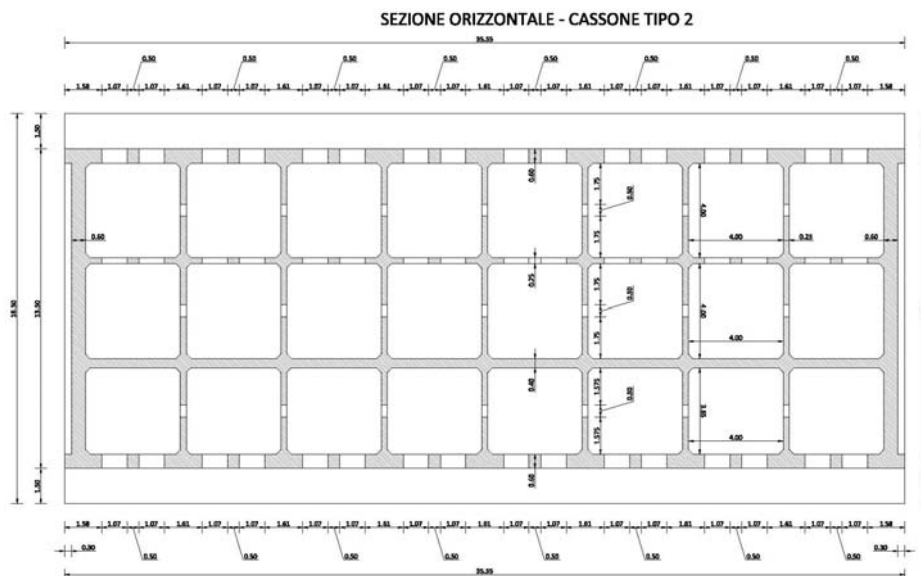
Nelle figure seguenti sono riportate:

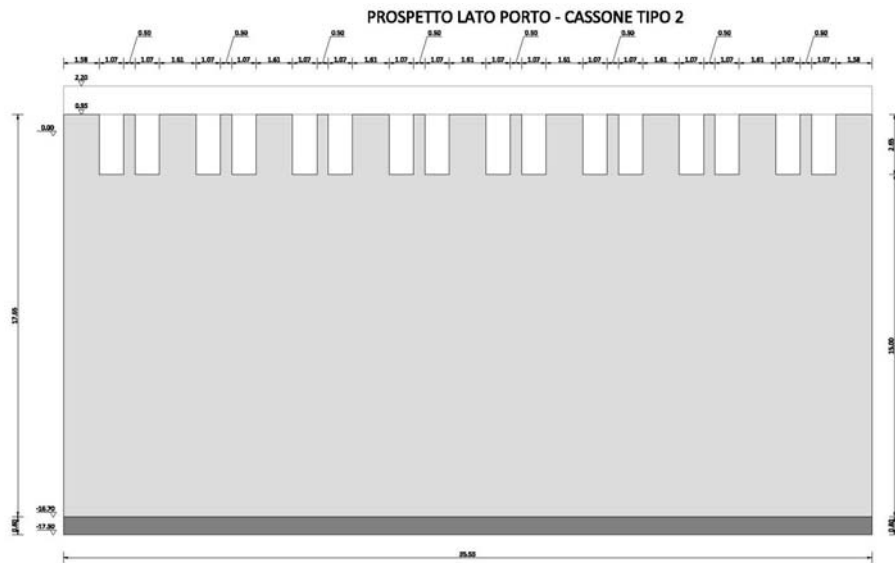
- le sezioni tipo dei cassoni in opera:



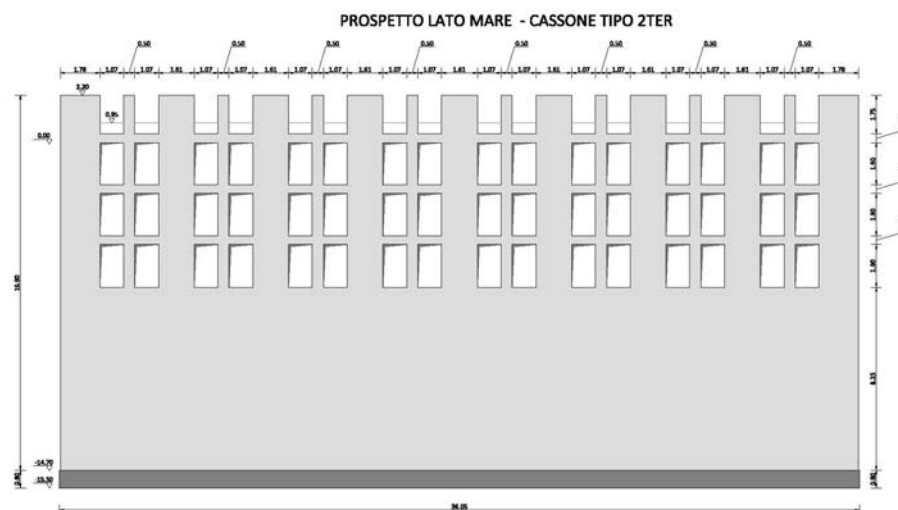
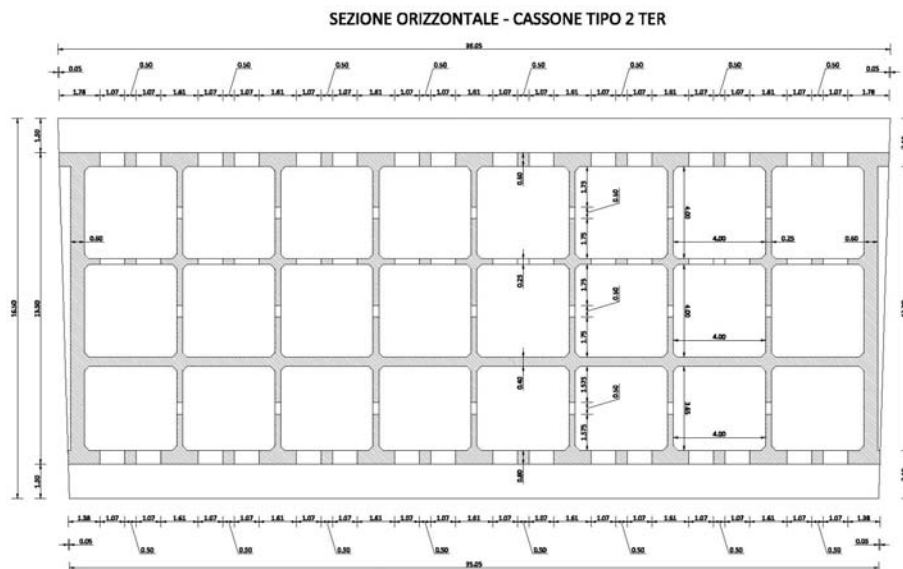


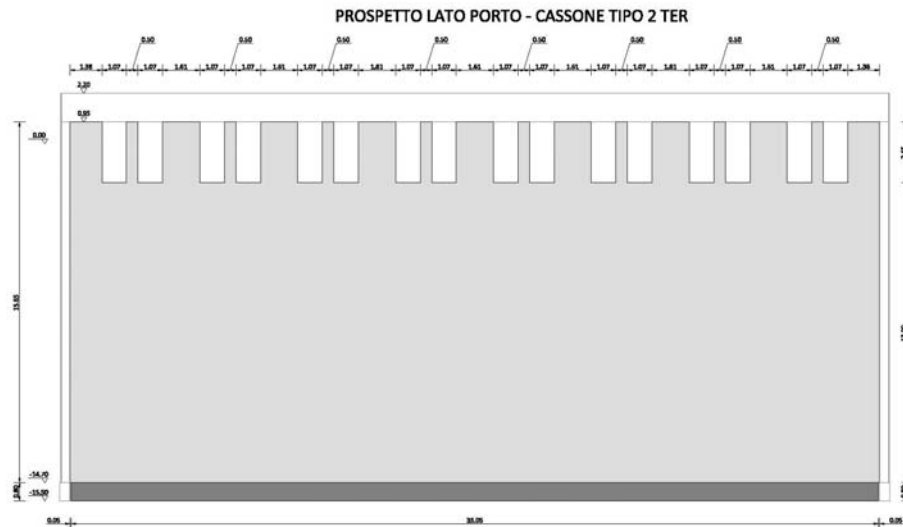
- la geometria del cassone prefabbricato tipo "2" (imbasamento -17.50m):





- la geometria del cassone prefabbricato tipo “2-ter” (imbasamento -15.50m):





Le verifiche dei cassoni sono riferite alla tipologia “2” con imbasamento -17.50m ed alla tipologia “2-ter” con imbasamento -15.50m; sono riportate nei relativi capitoli e sono suddivise in 3 parti:

- verifiche (preliminari) in fase di galleggiamento, trasporto e affondamento;
- verifiche geotecniche (in esercizio);
- verifiche strutturali (in affondamento e in esercizio).

I cassoni sono progettati per una vita nominale di 100 anni con riferimento al D.M. 14 Gennaio 2008 – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” e per una vita utile di 50 anni con riferimento alle istruzioni CNR 1996 «Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime».

4.2. MATERIALI

I materiali prescritti per l'esecuzione dell'opera e le relative proprietà sono di seguito descritti.

- CALCESTRUZZO

Classe di resistenza: C35 / 45

Classe di consistenza: S5 (cassoni), S4 (sovrastuttura)

Diametro massimo dell'aggregato: 20mm (cassoni), 32mm (sovrastuttura)

Classe di esposizione: XS2 – XS3

Copriferro: 55mm (cassoni), 50mm (sovrastuttura), 60mm (velette)

Resistenza a compressione

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg: $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione 28gg: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$

Resistenza di calcolo a compressione di calcestruzzo: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione

Resistenza media a trazione semplice (assiale): $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione per flessione: $f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.85 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile del 5%): $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile del 95%): $f_{ctk} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.17 \text{ MPa}$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.50 \text{ MPa}$

Tensione tangenziale di aderenza di calcolo

Diametro barre $\phi \leq 32 \text{ mm}$: $\eta = 1$

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 2.25 \text{ MPa}$

Tensione tangenziale di aderenza caratteristica: $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 5.06 \text{ MPa}$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$

Tensione tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 3.37 \text{ MPa}$

Proprietà del calcestruzzo

Modulo elastico istantaneo: $E_c = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 34077.15 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson del calcestruzzo (fessurato-non fessurato): $\nu_c = 0 - 0.2$

Coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo: $\alpha_c = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Peso dell'unità di volume del calcestruzzo non armato: $\gamma = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato: $\gamma = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

• ACCIAIO PER C.A.

Tipo: B450C (per le armature poste a quota $> -2.50 \text{ m s.l.m.}$ è prevista la zincatura a caldo conforme alle UNI EN ISO 1461)

Proprietà dell'acciaio

Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson: $\nu_a = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu_a)} = 80769 \text{ MPa}$

Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_a = 1.25 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Peso specifico: $\gamma_a = 7.85 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$

Resistenza

Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$

Valore nominale della tensione caratteristica di rottura: $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio: $\gamma_s = 1.5$

Resistenza di calcolo dell'acciaio (snervamento): $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.30 \text{ MPa}$

4.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali e le verifiche geotecniche delle opere oggetto della presente relazione, sono stati eseguiti in accordo alle seguenti normative:

Strutture, Geotecnica, Carichi e Sovraccarichi:

- **D.M. 14 Gennaio 2008** – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** – “Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27);
- **D.M. del 16 Gennaio 1996** - “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- **Circolare LL.PP. del 04 luglio 1996 n° 156AA.GG./S.T.C.** – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».

Sismica:

- **Ordinanza PCM n.3274 20 Marzo 2003** – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- **D.M. 14 Gennaio 2008** – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.

Dighe marittime:

- **Ministero dei Lavori Pubblici - Consiglio Nazionale delle Ricerche** «Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime», Pubbl. GNCDI n. 1450, 1996.

4.4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno sono stati ricavati dagli elaborati “3-Relazione Geologica” e “4-Relazione Geotecnica” allegati al presente progetto definitivo. Da tali elaborati risulta che, nell'area interessata dalle opere in progetto, sono state eseguite successive campagne di indagini geotecniche (1987-2000-2003-2004-2014) dalle quali è stata rinvenuta: per il molo di Ponente la presenza di uno strato superficiale di sedimenti sabbiosi di spessore medio 0.40m che poggia su un substrato lapideo calcarenitico stratificato; per il molo di Levante la presenza di sabbia di medie caratteristiche. Per l'area della resecazione (molo di Levante), inoltre, i sondaggi non hanno evidenziato la presenza di roccia fino alla massima profondità indagata (circa -26m dalla quota fondale).

Con riferimento al molo di Ponente, la stratigrafia è risultata costante nell'area d'intervento che, per questo, è caratterizzata da notevole omogeneità: i sedimenti superficiali detritici sono costituiti da sabbie medie-grossolane poco addensate di caratteristiche mediocri e moderatamente compressibili all'interno dei quali è stata rinvenuta la presenza di conchiglie e alghe; il basamento (substrato calcarenitico) è di consistenza elevata e dotato di buone caratteristiche geotecniche in termini di resistenza meccanica e bassa compressibilità.

Dalle indagini è pertanto possibile definire, nell'area interessata dai cassoni del molo di Ponente, un modello geotecnico “a due strati”, composto da:

- Strato A: detrito sabbioso di copertura con ghiaia e conchiglie e resti algali (consistenza non litoide);
- Strato B: substrato roccioso calcarenitico ben cementato di colore grigio-giallastro (consistenza litoide).

Oltre alle prove in sito, sono state eseguite anche prove di laboratorio che hanno riguardato per lo strato A, analisi granulometria e prova di taglio, e per lo strato B, prove di resistenza a compressione uniassiale.

La profondità del fondale nell'area interessata dai cassoni varia mediamente tra le quote -15m e -19m su l.m.m.; la quota d'imbasamento dei cassoni (piano di posa della fondazione) è -15.50 / -17.50m su l.m.m..

La successione stratigrafica ed i relativi parametri di resistenza del terreno (da intendersi come valori

caratteristici), sono riportati nella tabella seguente.

Profondità [m]	UNITÀ	γ [KN/m ³]	ϕ' [°]	c' [KPa]	E' [MPa]
0.00 / 0.40	Strato A Sabbie medie grossolane	17	25	0	10-15
0.40 / > 10.00	Strato B Substrato roccioso calcarenitico	20	35	100	30-40

Con riferimento ai parametri geotecnici dei materiali utilizzati per la costruzione della diga, si adottano, nelle verifiche dei cassoni, i seguenti:

	γ [KN/m ³]	ϕ' [°]	c' [KPa]
Scogliera a protezione del piede lato mare cassone – massi naturali da 7-10t	19	40	0
Imbasamento per posa cassone – nucleo in pietrame 5-50Kg	19	40	0
Riempimento cassone - materiale arido saturo da salpamenti e demolizioni	20	25	0

4.5. VERIFICHE PRELIMINARI IN FASE DI GALLEGGIAMENTO, TRASPORTO E AFFONDAMENTO

Nella fase di trasporto, occorre assicurare la stabilità dei cassoni alla navigazione; in quella di affondamento occorre determinare la quantità di acqua (zavorra) necessaria all'affondamento del cassone. Nelle due fasi, le forze che agiscono sul cassone sono la forza peso e la spinta di galleggiamento.

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche preliminari con riferimento alle seguenti 2 tipologie di cassone dell'Antemurale di Ponente: cassone tipo "2" con imbasamento a -17.50m e tipo "2-ter" con imbasamento a -15.50m.

Nel calcolo si è assunto:

peso di volume c.a.: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ KN/m}^3$

peso specifico acqua di mare: $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$

4.5.1. Cassone tipo “2”

Nella tabella seguente si riporta il calcolo del peso e del baricentro del cassone in fase di trasporto (galleggiamento). La forza peso “P” deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento. Il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza $H_i = Z_{\max} - Z_{\min}$ aventi area della sezione trasversale “ A_i ” costante. Per l’ottimizzazione della posizione del baricentro e per assicurare maggiore stabilità durante il trasporto, è stata introdotta una zavorra di acqua di altezza 2.5m nelle celle lato mare e 1.00m nelle celle interne e lato porto per un corrispondente volume di 561.92m³.

Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto (cassone tipo “2”)

TIPO “2”	$Z_{\min}$	$Z_{\max}$	A_i	H_i	V_i	γ	P_i	X_{Gi}	Y_{Gi}	Z_{Gi}	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	18.45	101.67	17.65	1794.39	25	44859.68	17.78	8.38	9.63	797380.83	376012.18	431774.43
parete mare	18.45	19.70	22.00	1.25	27.50	25	687.50	17.78	1.81	19.08	12220.31	1245.54	13114.06
par. int. mare	18.45	19.70	4.44	2.95	13.10	25	327.45	17.78	3.90	19.04	5820.42	1276.43	6233.43
fori lato mare	17.95	19.70	-10.27	1.75	-17.98	25	-449.40	17.78	1.80	18.83	-7988.09	-808.92	-8459.96
fori lato mare	15.65	17.55	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	16.60	-8672.78	-878.26	-8099.47
fori lato mare	13.35	15.25	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	14.30	-8672.78	-878.26	-6977.26
fori lato mare	11.05	12.95	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	12.00	-8672.78	-878.26	-5855.04
fori interni	15.65	17.55	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	16.60	-3613.66	-1265.54	-3374.78
fori interni	13.35	15.25	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	14.30	-3613.66	-1265.54	-2907.19
fori lato porto	15.80	18.45	-10.27	2.65	-27.22	25	-680.52	17.78	14.70	17.13	-12096.24	-10003.64	-11653.91
asole 50x50	15.80	16.30	-2.63	0.50	-1.31	25	-32.81	17.78	8.34	16.05	-583.24	-273.71	-526.64
asole 50x50	13.50	14.00	-1.75	0.50	-0.88	25	-21.88	17.78	6.23	13.75	-388.83	-136.17	-300.78
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
zavorra mare	0.80	3.30	127.36	2.50	318.40	10.10	3215.84	17.78	4.10	2.05	57161.56	13184.94	6592.47
zavorra int.	0.80	1.80	127.36	1.00	127.36	10.10	1286.34	17.78	8.35	1.30	22864.62	10740.91	1672.24
zavorra porto	0.80	1.80	116.16	1.00	116.16	10.10	1173.22	17.78	12.58	1.30	20853.91	14753.19	1525.18
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto					ΣV_i		ΣP_i	X_G	Y_G	Z_G	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					2743.97		60226.56	17.78	8.26	6.93	1070527.03	497609.76	417449.39

Il peso del cassone “P”, in fase di trasporto, risulta:

$$P = 60226.56 \text{ KN}$$

Il baricentro “G” ha coordinate:

$$X_G = 17.775 \text{ m}; Y_G = 8.26 \text{ m}; Z_G = 6.93 \text{ m}$$

Spinta di galleggiamento e Centro di carena in fase di trasporto (cassone tipo “2”)

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell’altezza del fusto del cassone immerso che garantisce l’equilibrio tra la spinta di galleggiamento S_A ed il peso del cassone P:

TIPO "2"	A_i	H_{i-im}	V_i	γ	S_{Ai}	X_{Ci}	Y_{Ci}	Z_{Ci}	$S_{Ai} X_{Ci}$	$S_{Ai} Y_{Ci}$	$S_{Ai} Z_{Ci}$
	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	472.55	11.63	5493.77	10.10	55487.03	17.775	8.25	6.61	986281.95	457768.00	366933.21
solettone	586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.775	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
Spinta di galleggiamento (S_A) e Centro di carena (C) in fase di trasporto			ΣV_i		ΣS_{Ai}	X_C	Y_C	Z_C	$\Sigma S_{Ai} X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Z_{Ci}$
			[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
			5963.03		60226.56	17.78	8.25	6.12	1070527.03	496869.08	368829.02

Dal calcolo risulta che l'altezza del fusto immersa è di 10.18m.

La spinta di Archimede " S_A " nella condizione di equilibrio al galleggiamento risulta:

$$S_A = P = 60226.56 \text{ KN}$$

Il centro di spinta "C" ha coordinate:

$$X_C = 17.775 \text{ m}; Y_C = 8.25 \text{ m}; Z_C = 6.12 \text{ m}$$

Piano di galleggiamento (cassone tipo "2")

La posizione del piano di galleggiamento risulta:

$$H_{fusto} = 17.65 \text{ m}$$

altezza fusto

$$H_{solettone \text{ base}} = 0.80 \text{ m}$$

altezza solettone di base

$$H_{cassone} = 18.45 \text{ m}$$

altezza totale cassone

$$H_{immersa} = 11.63 + 0.80 = 12.43 \text{ m}$$

altezza immersa (equilibrio peso-spinta di Archimede)

$$H_{emersa} = 18.45 - 12.43 = 6.02 \text{ m}$$

altezza emersa

Stabilità al galleggiamento (cassone tipo "2")

Indicando con "M" il metacentro, per la stabilità del cassone durante il trasporto, la distanza metacentrica "GM" deve essere:

≥ 30 cm per il trasporto in mare calmo;

≥ 50-70 cm per il trasporto in mare aperto.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo delle distanze metacentriche:

$$Z_G = 6.93 \text{ m}$$

baricentro

$$Z_C = 6.12 \text{ m}$$

centro di carena

$$GC = 0.81 \text{ m}$$

distanza baricentro - centro di carena

$$V_{imm} = 5963.03 \text{ m}^3$$

volume immerso

$$I_{SG-T} = 7195.82 \text{ m}^4$$

momento d'inerzia trasversale sezione di galleggiamento

$$I_{SG-L} = 48251.62 \text{ m}^4$$

momento d'inerzia longitudinale sezione di galleggiamento

$$CM_T = I_{SG-T} / V_{imm} = 1.21 \text{ m}$$

raggio metacentrico trasversale (distanza C-M)

$$CM_L = I_{SG-L} / V_{imm} = 8.09 \text{ m}$$

raggio metacentrico longitudinale (distanza C-M)

$$GM_T = CM_T - GC = 0.40 \text{ m}$$

distanza metacentrica trasversale

$$GM_L = CM_L - GC = 7.28 \text{ m}$$

distanza metacentrica longitudinale

Per il caso in esame il cassone risulta stabile in fase di trasporto:

$$GM = \min [GM_T; GM_L] = 0.40 \text{ m} > 0.30 \text{ m}$$

Affondamento dei cassoni (cassone tipo "2")

Nella fase di affondamento del cassone (piano di posa a -16.50m l.m.m.) è previsto il riempimento delle celle con acqua di mare. Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell'altezza e del volume

d'acqua di riempimento necessario per l'affondamento:

TIPO "2"	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	17.50	101.67	16.70	1697.81	25	42445.14	17.78	8.38	9.15	754462.32	355773.56	388373.01
fori lato mare	15.65	17.50	-10.27	1.85	-19.00	25	-475.08	17.78	1.80	16.58	-8444.55	-855.14	-7874.45
fori lato mare	13.35	15.25	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	14.30	-8672.78	-878.26	-6977.26
fori lato mare	11.05	12.95	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	12.00	-8672.78	-878.26	-5855.04
fori interni	15.65	17.50	-4.28	1.85	-7.92	25	-197.95	17.78	6.23	16.58	-3518.56	-1232.24	-3281.02
fori interni	13.35	15.25	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	14.30	-3613.66	-1265.54	-2907.19
fori lato porto	15.80	17.50	-10.27	1.70	-17.46	25	-436.56	17.78	14.70	16.65	-7759.85	-6417.43	-7268.72
asole 50x50	15.80	16.30	-2.63	0.50	-1.31	25	-32.81	17.78	8.34	16.05	-583.24	-273.71	-526.64
asole 50x50	13.50	14.00	-1.75	0.50	-0.88	25	-21.88	17.78	6.23	13.75	-388.83	-136.17	-300.78
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
zavorra mare	0.80	9.51	127.36	8.71	1108.75	10.10	11198.42	17.78	4.10	5.15	199051.90	45913.52	57703.61
zavorra int.	0.80	9.51	127.36	8.71	1108.75	10.10	11198.42	17.78	8.35	5.15	199051.90	93506.80	57703.61
zavorra porto	0.80	9.51	116.16	8.71	1011.25	10.10	10213.63	17.78	12.58	5.15	181547.33	128436.44	52629.18
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in affondamento					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					5302.09		84443.69	17.78	8.39	6.23	1500986.61	708478.44	526110.91
			A _i	H _{i-im}	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Ci}	Y _{Ci}	Z _{Ci}	S _{Ai} X _{Ci}	S _{Ai} Y _{Ci}	S _{Ai} Z _{Ci}
			[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto			472.55	16.70	7891.50	10.10	79704.17	17.78	8.25	9.15	1416741.54	657559.36	729293.11
solettone			586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in affondamento					ΣV _i		ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Ci}	ΣS _{Ai} Y _{Ci}	ΣS _{Ai} Z _{Ci}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					8360.76		84443.69	17.78	8.25	8.66	1500986.61	696660.45	731188.92

Dall'equilibrio tra forza peso ($P=84443.69$ KN) e spinta di galleggiamento ($S_A=84443.69$ KN) risulta che l'altezza immersa è $16.70+0.80=17.50$ m e l'altezza emersa è pari a 0.95m. L'altezza della zavorra d'acqua all'interno delle celle per l'affondamento del cassone deve essere di 8.71m, e il corrispondente volume totale di acqua risulta di 3228.76 m³. Considerando che, per la fase di galleggiamento e trasporto, è presente una zavorra di acqua di volume 561.92 m³, il volume di acqua netto necessario per l'affondamento del cassone risulta di $3228.76 - 561.92 = 2666.84$ m³.

4.5.2. Cassone tipo "2-ter"

Nella tabella seguente si riporta il calcolo del peso e del baricentro del cassone in fase di trasporto (galleggiamento). La forza peso "P" deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento. Per la presenza dei fori, il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza $H_i=Z_{max}-Z_{min}$ aventi area della sezione trasversale "A_i" costante. Per l'ottimizzazione della posizione del baricentro e per assicurare maggiore stabilità durante il trasporto, è stata introdotta una zavorra di acqua di altezza

2.00m nelle celle lato mare e 0.50m nelle celle interne e lato porto per un corrispondente volume di 382.08m³.

Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto (cassone tipo "2-ter")

TIPO "2-ter"	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	16.45	101.67	15.65	1591.06	25.00	39776.43	17.78	8.38	8.63	707026.07	333404.57	343071.72
parete mare	16.45	17.70	22.00	1.25	27.50	25.00	687.50	17.78	1.81	17.08	12220.31	1245.54	11739.06
par. int. mare	16.45	17.70	4.44	2.95	13.10	25.00	327.45	17.78	3.90	17.04	5820.42	1276.43	5578.53
fori mare	15.95	17.70	-10.27	1.75	-17.98	25.00	-449.40	17.78	1.80	16.83	-7988.09	-808.92	-7561.16
fori mare	13.65	15.55	-10.27	1.90	-19.52	25.00	-487.92	17.78	1.80	14.60	-8672.78	-878.26	-7123.63
fori mare	11.35	13.25	-10.27	1.90	-19.52	25.00	-487.92	17.78	1.80	12.30	-8672.78	-878.26	-6001.42
fori mare	9.05	10.95	-10.27	1.90	-19.52	25.00	-487.92	17.78	1.80	10.00	-8672.78	-878.26	-4879.20
fori interni	13.65	15.55	-4.28	1.90	-8.13	25.00	-203.30	17.78	6.23	14.60	-3613.66	-1265.54	-2968.18
fori interni	11.35	13.25	-4.28	1.90	-8.13	25.00	-203.30	17.78	6.23	12.30	-3613.66	-1265.54	-2500.59
fori porto	13.80	16.45	-10.27	2.65	-27.22	25.00	-680.52	17.78	14.70	15.13	-12096.24	-10003.64	-10292.87
asole 50x50	13.80	14.30	-2.63	0.50	-1.31	25.00	-32.81	17.78	8.34	14.05	-583.24	-273.71	-461.02
asole 50x50	11.50	12.00	-1.75	0.50	-0.88	25.00	-21.88	17.78	6.23	11.75	-388.83	-136.17	-257.03
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25.00	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
zavorra mare	0.80	2.80	127.36	2.00	254.72	10.10	2572.67	17.78	4.10	1.80	45729.24	10547.96	4630.81
zavorra int.	0.80	1.30	127.36	0.50	63.68	10.10	643.17	17.78	8.35	1.05	11432.31	5370.45	675.33
zavorra porto	0.80	1.30	127.36	0.50	63.68	10.10	643.17	17.78	12.58	1.05	11432.31	8087.84	675.33
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					2360.80		53326.92	17.78	8.26	6.17	947886.03	440329.36	329018.29

Il peso del cassone "P", in fase di trasporto, risulta:

P = 53326.92 KN

Il baricentro "G" ha coordinate:

X_G = 17.775 m; Y_G = 8.26 m; Z_G = 6.17 m

Spinta di galleggiamento e Centro di carena in fase di trasporto (cassone tipo "2-ter")

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell'altezza del fusto del cassone immerso che garantisce l'equilibrio tra la spinta di galleggiamento S_A ed il peso del cassone P:

TIPO "2-ter"	A _i	H _{i-im}	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Ci}	Y _{Ci}	Z _{Ci}	S _{Ai} X _{Ci}	S _{Ai} Y _{Ci}	S _{Ai} Z _{Ci}
	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	472.55	10.18	4810.63	10.10	48587.40	17.78	8.25	5.89	863640.96	400846.01	286186.19
solettone	586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in fase di trasporto				ΣV _i	ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Ci}	ΣS _{Ai} Y _{Ci}	ΣS _{Ai} Z _{Ci}
				[m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
				5279.89	53326.92	17.78	8.25	5.40	947886.03	439947.10	5279.89

Dal calcolo risulta che l'altezza del fusto immersa è di 10.18m.

La spinta di Archimede “S_A” nella condizione di equilibrio al galleggiamento risulta:
 $S_A = P = 53326.92 \text{ KN}$

Il centro di spinta “C” ha coordinate:
 $X_G = 17.775 \text{ m}$; $Y_G = 8.25 \text{ m}$; $Z_G = 5.40 \text{ m}$

Piano di galleggiamento (cassone tipo “2-ter”)

La posizione del piano di galleggiamento risulta:

$H_{\text{fusto}} = 15.65 \text{ m}$	altezza fusto
$H_{\text{solettone base}} = 0.80 \text{ m}$	altezza solettone di base
$H_{\text{cassone}} = 16.45 \text{ m}$	altezza totale cassone
$H_{\text{immersa}} = 10.18 + 0.80 = 10.98 \text{ m}$	altezza immersa (equilibrio peso-spinta Archimede)
$H_{\text{emersa}} = 16.45 - 10.98 = 5.47 \text{ m}$	altezza emersa

Stabilità al galleggiamento (cassone tipo “2-ter”)

Indicando con “M” il metacentro, per la stabilità del cassone durante il trasporto, la distanza metacentrica “GM” deve essere:

$\geq 30 \text{ cm}$ per il trasporto in mare calmo;
 $\geq 50\text{-}70 \text{ cm}$ per il trasporto in mare aperto.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo delle distanze metacentriche:

$Z_G = 6.17 \text{ m}$	baricentro
$Z_C = 5.40 \text{ m}$	centro di carena
$GC = 0.77 \text{ m}$	distanza baricentro - centro di carena
$V_{\text{imm}} = 5279.89 \text{ m}^3$	volume immerso
$I_{SG-T} = 7195.82 \text{ m}^4$	momento d'inerzia trasversale sezione di galleggiamento
$I_{SG-L} = 48251.62 \text{ m}^4$	momento d'inerzia longitudinale sezione di galleggiamento
$CM_T = I_{SG-T} / V_{\text{imm}} = 1.36 \text{ m}$	raggio metacentrico trasversale (distanza C-M)
$CM_L = I_{SG-L} / V_{\text{imm}} = 9.14 \text{ m}$	raggio metacentrico longitudinale (distanza C-M)
$GM_T = CM_T - GC = 0.60 \text{ m}$	distanza metacentrica trasversale
$GM_L = CM_L - GC = 8.37 \text{ m}$	distanza metacentrica longitudinale

Per il caso in esame il cassone risulta stabile in fase di trasporto:

$GM = \min [GM_T; GM_L] = 0.60 \text{ m} > 0.30 \text{ m}$

Affondamento dei cassoni (cassone tipo “2-ter”)

Nella fase di affondamento del cassone (piano di posa a -15.50m l.m.m.) è previsto il riempimento delle celle con acqua di mare. Nella tabella seguente si riporta il calcolo dell'altezza e del volume d'acqua di riempimento necessario per l'affondamento:

TIPO “2-ter”	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	15.50	101.67	14.70	1494.48	25	37361.89	17.78	8.38	8.15	664107.55	313165.95	304499.38
fori mare	13.65	15.50	-10.27	1.85	-19.00	25	-475.08	17.78	1.80	14.58	-8444.55	-855.14	-6924.29
fori mare	11.35	13.25	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	12.30	-8672.78	-878.26	-6001.42
fori mare	9.05	10.95	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	10.00	-8672.78	-878.26	-4879.20
fori interni	13.65	15.50	-4.28	1.85	-7.92	25	-197.95	17.78	6.23	14.58	-3518.56	-1232.24	-2885.12
fori interni	11.35	13.25	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	12.30	-3613.66	-1265.54	-2500.59
fori porto	13.80	15.50	-10.27	1.70	-17.46	25	-436.56	17.78	14.70	14.65	-7759.85	-6417.43	-6395.60
asole 50x50	13.80	14.30	-2.63	0.50	-1.31	25	-32.81	17.78	8.34	14.05	-583.24	-273.71	-461.02
asole 50x50	11.50	12.00	-1.75	0.50	-0.88	25	-21.88	17.78	6.23	11.75	-388.83	-136.17	-257.03
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
zavorra mare	0.80	8.31	127.36	7.51	957.04	10.10	9666.12	17.78	4.10	4.56	171815.21	39631.07	44050.70
zavorra int.	0.80	8.31	127.36	7.51	957.04	10.10	9666.12	17.78	8.35	4.56	171815.21	80712.07	44050.70
zavorra porto	0.80	8.31	116.16	7.51	872.88	10.10	8816.08	17.78	12.58	4.56	156705.83	110862.21	40176.89
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in affondamento					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					4656.96		74898.28	17.78	8.40	5.44	1331316.97	629219.43	407166.00
			A _i	H _{i-im}	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Ci}	Y _{Ci}	Z _{Ci}	S _{Ai} X _{Ci}	S _{Ai} Y _{Ci}	S _{Ai} Z _{Ci}
			[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto			472.55	14.70	6946.41	10.10	70158.76	17.775	8.25	8.15	1247071.89	578809.74	571793.86
solettone			586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.775	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in affondamento					ΣV _i		ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Ci}	ΣS _{Ai} Y _{Ci}	ΣS _{Ai} Z _{Ci}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					7415.67		74898.28	17.78	8.25	7.66	1331316.97	617910.83	573689.67

Dall'equilibrio tra forza peso ($P=74898.28$ KN) e spinta di galleggiamento ($S_A=74898.28$ KN) risulta che l'altezza immersa è $14.70+0.80=15.50$ m e l'altezza emersa è pari a 0.95m. L'altezza della zavorra d'acqua all'interno delle celle per l'affondamento del cassone deve essere di 7.51m, e il corrispondente volume totale di acqua risulta di 2786.96 m³. Considerando che, per la fase di galleggiamento e trasporto, è presente una zavorra di acqua di volume 382.08 m³, il volume di acqua netto necessario per l'affondamento del cassone risulta di $2786.96 - 382.08 = 2404.08$ m³.

4.6. DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO

In fase di esercizio, sul cassone agiscono azioni permanenti (dovute: ai pesi del cassone, della sovrastruttura e dei massi da scogliera sul dente di fondazione lato mare; alla spinta di galleggiamento; alla pressione dell'acqua; alla spinta dei massi da scogliera sulla parete lato mare) ed azioni variabili derivanti dal moto ondoso (onda in fase di cresta/cavo, tiro bitta). In fase sismica agiscono le forze d'inerzia legate alle masse, la spinta idrodinamica dell'acqua e la spinta sismica dei massi da scogliera sul dente di fondazione lato mare.

Le azioni ed i relativi simboli utilizzati nelle verifiche sono le seguenti:

Azioni permanenti:

Peso proprio cassone e sovrastruttura: P

Spinta di galleggiamento (Archimede): S_A

Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura: $P_{all} = P - S_A$

Peso massi da scogliera su dente fondazione cassone lato mare: P_{massi}

Spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti lato mare e lato porto: $U_{idr-mare}$, $U_{idr-porto}$

Spinta della scogliera su parete cassone lato mare: S'_a

Azioni variabili (legate al moto ondoso):

Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di Cresta: componenti F_o , F_v

Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di Cavo: componenti F_o , F_v

Tiro bitta ormeggio: componenti N_b , T_b

(Limitatamente alle verifiche strutturali della soletta della sovrastruttura del cassone si considera un sovraccarico: PQ_{sol})

Azioni sismiche:

Forze inerziali delle masse del cassone e sovrastruttura: $k_h P$, $\pm k_v P$

Forze inerziali massi da scogliera: $k_h P_{massi}$, $\pm k_v P_{massi}$

Sovraspinta sismica scogliera su parete cassone lato mare: $\Delta S'_{a-sism}$

Spinta idrodinamica dell'acqua in fase sismica lato mare e lato porto: $U_{din-mare}$, $U_{din-porto}$

Con riferimento ai pesi, nei calcoli si è assunto:

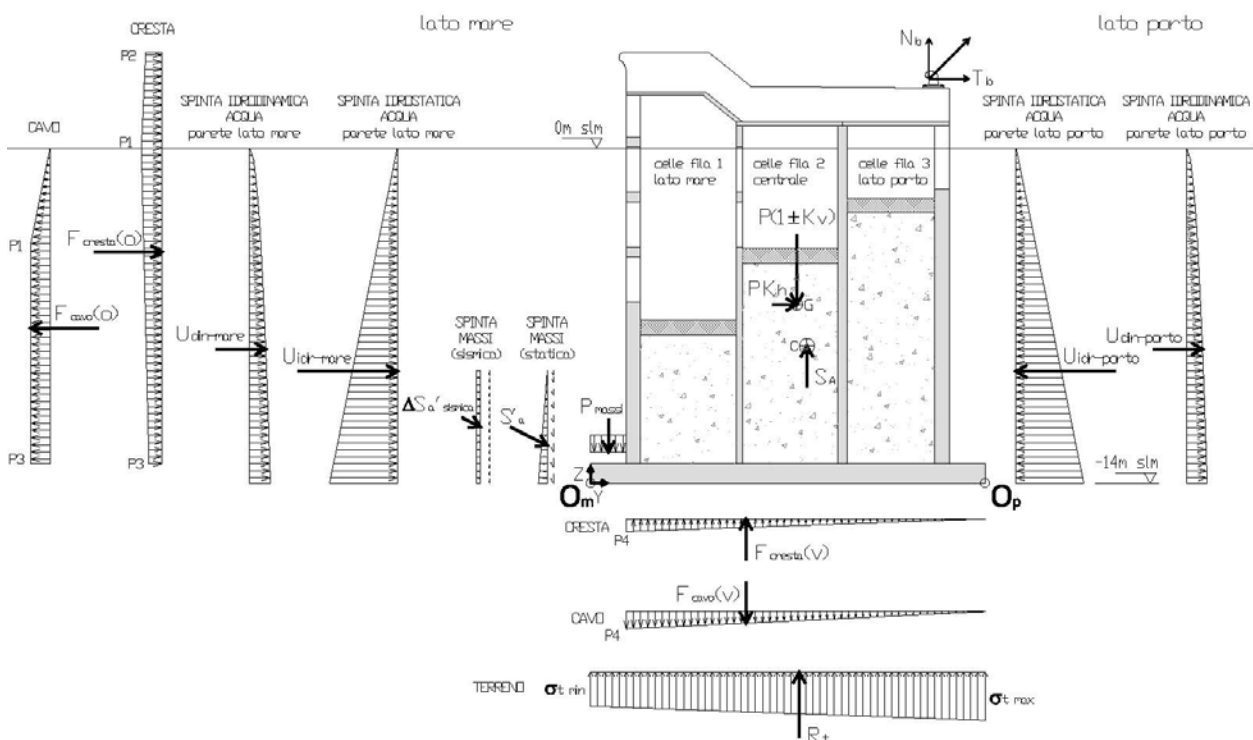
peso di volume calcestruzzo armato / non armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ KN/m}^3$ / $\gamma_{cls} = 24 \text{ KN/m}^3$

peso specifico acqua di mare: $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$

peso di volume (saturo) materiale di riempimento celle: $\gamma_{arido} = 20 \text{ KN/m}^3$

peso di volume (saturo) massi da scogliera: $\gamma_{massi} = 19 \text{ KN/m}^3$

Lo schema di calcolo per le verifiche in esercizio è rappresentato nella figura seguente:



4.7. AZIONI PERMANENTI
5.2.1. Peso e baricentro del cassone in esercizio

Nella tabella seguente si riporta il calcolo del peso e la posizione del baricentro del cassone in esercizio tipo “2” e tipo “2-ter”, comprendente il riempimento delle celle interne in materiale arido saturo proveniente da salpamenti e demolizioni e la sovrastruttura.

Peso totale e baricentro del cassone in esercizio (cassone tipo “2”)

	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
TIPO “2”	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN /m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	18.45	101.67	17.65	1794.39	25	44859.68	17.78	8.38	9.63	797380.83	376012.18	431774.43
parete mare	18.45	19.70	22.00	1.25	27.50	25	687.50	17.78	1.81	19.08	12220.31	1245.54	13114.06
par. celle mare	18.45	19.70	4.44	2.95	13.10	25	327.45	17.78	3.90	19.04	5820.42	1276.43	6233.43
fori mare	17.95	19.70	-10.27	1.75	-17.98	25	-449.40	17.78	1.80	18.83	-7988.09	-808.92	-8459.96
fori mare	15.65	17.55	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	16.60	-8672.78	-878.26	-8099.47
fori mare	13.35	15.25	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	14.30	-8672.78	-878.26	-6977.26
fori mare	11.05	12.95	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	12.00	-8672.78	-878.26	-5855.04
fori interni	15.65	17.55	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	16.60	-3613.66	-1265.54	-3374.78
fori interni	13.35	15.25	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	14.30	-3613.66	-1265.54	-2907.19
fori porto	15.80	18.45	-10.27	2.65	-27.22	25	-680.52	17.78	14.70	17.13	-12096.24	-10003.64	-11653.91
asole 50x50	15.80	16.30	-2.63	0.50	-1.31	25	-32.81	17.78	8.34	16.05	-583.24	-273.71	-526.64
asole 50x50	13.50	14.00	-1.75	0.50	-0.88	25	-21.88	17.78	6.23	13.75	-388.83	-136.17	-300.78
solettone	20.00	20.00					5.00	15.65	13.80	20.40	78.25	69.00	102.00
cls magro (1)	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
arido (1)	9.70	10.30	127.36	0.60	76.42	24	1833.98	17.78	4.10	10.00	32599.07	7519.33	18339.84
cls magro (2)	0.80	9.70	127.36	8.90	1133.50	20	22670.08	17.78	4.10	5.25	402960.67	92947.33	119017.92
arido (2)	12.70	13.30	127.36	0.60	76.42	24	1833.98	17.78	8.35	13.00	32599.07	15313.77	23841.79
cls magro (3)	0.80	12.70	127.36	11.90	1515.58	20	30311.68	17.78	8.35	6.75	538790.11	253102.53	204603.84
arido (3)	14.80	15.40	116.16	0.60	69.70	24	1672.70	17.78	12.58	15.10	29732.31	21034.25	25257.83
s sovrastruttura	0.80	14.80	116.16	14.00	1626.24	20	32524.80	17.78	12.58	7.80	578128.32	408999.36	253693.44
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in esercizio					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					7499.26		165887.23	17.77	8.59	8.78	2948634.81	1425126.83	1455907.86

Il peso totale del cassone e della sovrastruttura “P” risulta: P = 165887.23 KN

Il baricentro “G” ha coordinate: X_G = 17.775 m ; Y_G = 8.59 m ; Z_G = 8.78 m

Peso totale e baricentro del cassone in esercizio (cassone tipo "2-ter")

	Z_{min}	Z_{max}	A_i	H_i	V_i	γ	P_i	X_{Gi}	Y_{Gi}	Z_{Gi}	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$
TIPO "2-ter"	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN /m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	16.45	101.67	15.65	1591.06	25	39776.43	17.78	8.38	8.63	707026.07	333404.57	343071.72
parete mare	16.45	17.70	22.00	1.25	27.50	25	687.50	17.78	1.81	17.08	12220.31	1245.54	11739.06
par. celle mare	16.45	17.70	4.44	2.95	13.10	25	327.45	17.78	3.90	17.04	5820.42	1276.43	5578.53
fori mare	15.95	17.70	-10.27	1.75	-17.98	25	-449.40	17.78	1.80	16.83	-7988.09	-808.92	-7561.16
fori mare	13.65	15.55	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	14.60	-8672.78	-878.26	-7123.63
fori mare	11.35	13.25	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	12.30	-8672.78	-878.26	-6001.42
fori mare	9.05	10.95	-10.27	1.90	-19.52	25	-487.92	17.78	1.80	10.00	-8672.78	-878.26	-4879.20
fori interni	13.65	15.55	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	14.60	-3613.66	-1265.54	-2968.18
fori interni	11.35	13.25	-4.28	1.90	-8.13	25	-203.30	17.78	6.23	12.30	-3613.66	-1265.54	-2500.59
fori porto	13.80	16.45	-10.27	2.65	-27.22	25	-680.52	17.78	14.70	15.13	-12096.24	-10003.64	-10292.87
asole 50x50	13.80	14.30	-2.63	0.50	-1.31	25	-32.81	17.78	8.34	14.05	-583.24	-273.71	-461.02
asole 50x50	11.50	12.00	-1.75	0.50	-0.88	25	-21.88	17.78	6.23	11.75	-388.83	-136.17	-257.03
solettone	18.00	18.00					5.00	15.65	13.80	18.40	78.25	69.00	92.00
cls magro (1)	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	25	11731.50	17.78	8.25	0.40	208527.41	96784.88	4692.60
arido (1)	7.70	8.30	127.36	0.60	76.42	24	1833.98	17.78	4.10	8.00	32599.07	7519.33	14671.87
cls magro (2)	0.80	7.70	127.36	6.90	878.78	20	17575.68	17.78	4.10	4.25	312407.71	72060.29	74696.64
arido (2)	10.70	11.30	127.36	0.60	76.42	24	1833.98	17.78	8.35	11.00	32599.07	15313.77	20173.82
cls magro (3)	0.80	10.70	127.36	9.90	1260.86	20	25217.28	17.78	8.35	5.75	448237.15	210564.29	144999.36
arido (3)	12.80	13.40	116.16	0.60	69.70	24	1672.70	17.78	12.58	13.10	29732.31	21034.25	21912.42
sovrastuttura	0.80	12.80	116.16	12.00	1393.92	20	27878.40	17.78	12.58	6.80	495538.56	350570.88	189573.12
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in esercizio					ΣV_i		ΣP_i	X_G	Y_G	Z_G	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					6554.17		145968.78	17.77	8.64	7.89	2594584.36	1260665.46	1151580.10

Il peso totale del cassone e della sovrastruttura "P" risulta: $P = 145968.78$ KN

Il baricentro "G" ha coordinate: $X_G = 17.775$ m ; $Y_G = 8.64$ m ; $Z_G = 7.89$ m

5.2.1. Spinta di galleggiamento

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della spinta di galleggiamento e la posizione del centro di spinta del cassone in esercizio.

Spinta di Archimede e centro di spinta casone in esercizio (cassone tipo “2”)

TIPO “2”	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Ci}	Y _{Ci}	Z _{Ci}	P _i X _{Ci}	P _i Y _{Ci}	P _i Z _{Ci}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	17.50	101.67	16.70	1697.81	10.10	17147.84	17.78	8.38	9.15	304802.78	143732.52	156902.70
fori mare	15.65	17.50	-10.27	1.85	-19.00	10.10	-191.93	17.78	1.80	16.58	-3411.60	-345.48	-3181.28
fori mare	13.35	15.25	-10.27	1.90	-19.52	10.10	-197.12	17.78	1.80	14.30	-3503.80	-354.82	-2818.81
fori mare	11.05	12.95	-10.27	1.90	-19.52	10.10	-197.12	17.78	1.80	12.00	-3503.80	-354.82	-2365.44
fori interni	15.65	17.50	-4.28	1.85	-7.92	10.10	-79.97	17.78	6.23	16.58	-1421.50	-497.82	-1325.53
fori interni	13.35	15.25	-4.28	1.90	-8.13	10.10	-82.13	17.78	6.23	14.30	-1459.92	-511.28	-1174.50
fori porto	15.80	17.50	-10.27	1.70	-17.46	10.10	-176.37	17.78	14.70	16.65	-3134.98	-2592.64	-2936.56
asole 50x50	15.80	16.30	-2.63	0.50	-1.31	10.10	-13.26	17.78	8.34	16.05	-235.63	-110.58	-212.76
asole 50x50	13.50	14.00	-1.75	0.50	-0.88	10.10	-8.84	17.78	6.23	13.75	-157.09	-55.01	-121.52
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
cls magro (1)	9.70	10.30	127.36	0.60	76.42	10.10	771.80	17.78	4.10	10.00	13718.77	3164.39	7718.02
arido (1)	0.80	9.70	127.36	8.90	1133.50	10.10	11448.39	17.78	4.10	5.25	203495.14	46938.40	60104.05
cls magro (2)	12.70	13.30	127.36	0.60	76.42	10.10	771.80	17.78	8.35	13.00	13718.77	6444.54	10033.42
arido (2)	0.80	12.70	127.36	11.90	1515.58	10.10	15307.40	17.78	8.35	6.75	272089.01	127816.78	103324.94
cls magro (3)	14.80	15.40	116.16	0.60	69.70	10.10	703.93	17.78	12.58	15.10	12512.35	8851.91	10629.34
arido (3)	0.80	14.80	116.16	14.00	1626.24	10.10	16425.02	17.78	12.58	7.80	291954.80	206544.68	128115.19
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in esercizio					ΣV _i		ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Ci}	ΣS _{Ai} Y _{Ci}	ΣS _{Ai} Z _{Ci}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					6571.18		66368.97	17.78	8.71	7.00	1179708.38	577771.86	464587.05

La spinta di Archimede “S_A” risulta: S_A = 66368.97 KN

Il centro di spinta “C” ha coordinate: X_C = 17.775 m; Y_C = 8.71 m; Z_C = 7.00 m

Il peso alleggerito del cassone tipo “2” e della sovrastruttura risulta:

P_{all} = P - S_A = 165887.23 - 66368.97 = 99518.26 KN

Il punto di applicazione del peso alleggerito: X_C = 17.775 m; Y_C = 8.51 m; Z_C = 9.96 m.

Spinta di Archimede e centro di spinta casone in esercizio (cassone tipo "2-ter")

TIPO "2-ter"	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	S _{Ai}	X _{Ci}	Y _{Ci}	Z _{Ci}	P _i X _{Ci}	P _i Y _{Ci}	P _i Z _{Ci}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[KN/m ³]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
fusto	0.80	15.50	101.67	14.70	1494.48	10.10	15094.20	17.78	8.38	8.15	268299.45	126519.04	123017.75
fori mare	13.65	15.50	-10.27	1.85	-19.00	10.10	-191.93	17.78	1.80	14.58	-3411.60	-345.48	-2797.41
fori mare	11.35	13.25	-10.27	1.90	-19.52	10.10	-197.12	17.78	1.80	12.30	-3503.80	-354.82	-2424.57
fori mare	9.05	10.95	-10.27	1.90	-19.52	10.10	-197.12	17.78	1.80	10.00	-3503.80	-354.82	-1971.20
fori interni	13.65	15.50	-4.28	1.85	-7.92	10.10	-79.97	17.78	6.23	14.58	-1421.50	-497.82	-1165.59
fori interni	11.35	13.25	-4.28	1.90	-8.13	10.10	-82.13	17.78	6.23	12.30	-1459.92	-511.28	-1010.24
fori porto	13.80	15.50	-10.27	1.70	-17.46	10.10	-176.37	17.78	14.70	14.65	-3134.98	-2592.64	-2583.82
asole 50x50	13.80	14.30	-2.63	0.50	-1.31	10.10	-13.26	17.78	8.34	14.05	-235.63	-110.58	-186.25
asole 50x50	11.50	12.00	-1.75	0.50	-0.88	10.10	-8.84	17.78	6.23	11.75	-157.09	-55.01	-103.84
solettone	0.00	0.80	586.58	0.80	469.26	10.10	4739.53	17.78	8.25	0.40	84245.07	39101.09	1895.81
cls magro (1)	7.70	8.30	127.36	0.60	76.42	10.10	771.80	17.78	4.10	8.00	13718.77	3164.39	6174.41
arido (1)	0.80	7.70	127.36	6.90	878.78	10.10	8875.72	17.78	4.10	4.25	157765.89	36390.45	37721.80
cls magro (2)	10.70	11.30	127.36	0.60	76.42	10.10	771.80	17.78	8.35	11.00	13718.77	6444.54	8489.82
arido (2)	0.80	10.70	127.36	9.90	1260.86	10.10	12734.73	17.78	8.35	5.75	226359.76	106334.97	73224.68
cls magro (3)	12.80	13.40	116.16	0.60	69.70	10.10	703.93	17.78	12.58	13.10	12512.35	8851.91	9221.48
arido (3)	0.80	12.80	116.16	12.00	1393.92	10.10	14078.59	17.78	12.58	6.80	250246.97	177038.29	95734.43
Spinta di galleggiamento (S _A) e Centro di carena (C) in esercizio					ΣV _i		ΣS _{Ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _{Ai} X _{Ci}	ΣS _{Ai} Y _{Ci}	ΣS _{Ai} Z _{Ci}
					[m ³]		[KN]	[m]	[m]	[m]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
					5626.09		56823.56	17.78	8.78	6.04	1010038.73	499022.24	343237.25

La spinta di Archimede "S_A" risulta: S_A = 56823.56 KN

Il centro di spinta "C" ha coordinate: X_C = 17.775 m; Y_C = 8.78 m; Z_C = 6.04 m

Il peso alleggerito del cassone tipo "2-ter" e della sovrastruttura risulta:

P_{all} = P - S_A = 145968.78 - 56823.56 = 89145.22 KN

Il punto di applicazione del peso alleggerito: X_C = 17.775 m; Y_C = 8.54 m; Z_C = 9.07 m.

5.2.1. Spinta idrostatica dell'acqua

Si calcola con l'espressione:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

in cui:

γ_w = peso specifico dell'acqua;

H = altezza della parete su cui agisce la spinta idrostatica;

La spinta è applicata ad H/3 dal fondo della parete.

(L'azione non si considera nelle verifiche "globali" in presenza di cresta o cavo dell'onda)

Calcolo della spinta idrostatica sulle pareti

Cassone tipo "2":

γ_w = 10.10 KN/m³; H = 17.5 m; L = 35.55 m;

spinta idrostatica: $U_{idr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 10.10 \times 17.5^2 \times 35.55 = 54980.30 \text{ KN}$

braccio della spinta idrostatica: $b_{U_{idr}} = H / 3 = 17.5 / 3 = 5.83 \text{ m}$

Cassone tipo "2-ter":

$\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$; $H = 15.5 \text{ m}$; $L = 35.55 \text{ m}$;

spinta idrostatica: $U_{idr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 10.10 \times 15.5^2 \times 35.55 = 43131.48 \text{ KN}$

braccio della spinta idrostatica: $b_{U_{idr}} = H / 3 = 15.5 / 3 = 5.17 \text{ m}$

5.2.1. Spinta attiva massi parete lato mare in assenza di sisma

La spinta attiva in assenza di sisma "S_a" è data dalla seguente espressione:

$$S_a = S_a' + U_{idr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 + U_{idr}$$

in cui:

S_a' = spinta attiva dello scheletro solido;

U_{idr} = spinta idrostatica dell'acqua;

$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$ peso di volume alleggerito del terreno spingente, nel caso di terreno saturo;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

H = altezza della parete su cui agisce la spinta;

Il coefficiente di spinta attiva si calcola con la relazione di **Muller & Breslau, 1906**:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \varepsilon)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \varepsilon)} \right]^2}$$

in cui:

ψ = angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale;

ϕ' = angolo di attrito di calcolo;

δ = angolo di attrito terra-parete;

ε = angolo di inclinazione del terrapieno;

La spinta attiva dello scheletro solido è applicata ad H/3 dal fondo della parete, ed è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo ($\psi + \delta$); le componenti valgono:

- componente orizzontale: $S_a'(o) = S_a' \cdot \cos(\psi + \delta)$
- componente verticale: $S_a'(v) = S_a' \cdot \sin(\psi + \delta)$

I bracci della spinta, indicando con "B" la larghezza della fondazione del cassone, risultano:

braccio della componente orizzontale: $b_{S_a'(o)} = H / 3$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare: $b_{S_a'(v)-mare} = 0 \text{ m}$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto: $b_{S_a'(v)-porto} = B$

Calcolo della spinta attiva dei massi su parete lato mare in assenza di sisma (cassone tipo "2"- "2ter")

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3; \gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3; \gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma' = 8.90 \text{ KN/m}^3;$$

$$H = 4.70 \text{ m}; f'_k = 40^\circ; \psi = 0^\circ; e = 0^\circ;$$

$$L = 35.55 \text{ m}; B = 16.50 \text{ m};$$

combinazioni con coefficienti parziali M1:

$$\gamma_{f'} = 1;$$

$$f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 40^\circ;$$

$$d = (2/3) \times f'_d = 26^\circ.67;$$

$$K_a = \frac{\cos^2(40 - 0)}{\cos^2 0 \times \cos(0 + 26.67) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 26.67) \times \sin(40 - 0)}{\cos(0 + 26.67) \times \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.200$$

$$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 8.90 \times 0.200 \times 4.70^2 \times 35.55 = 19.65 \times 35.55 = 698.39 \text{ KN}$$

$$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta) = 698.39 \times \cos(0 + 26.67) = 624.10 \text{ KN}$$

$$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta) = 698.39 \times \sin(0 + 26.67) = 313.44 \text{ KN}$$

combinazioni con coefficienti parziali M2:

$$\gamma_{f'} = 1.25;$$

$$f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 33^\circ.87;$$

$$d = (2/3) \times f'_d = 22^\circ.58;$$

$$K_a = \frac{\cos^2(33.87 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 22.58) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(33.87 + 22.58) \cdot \sin(33.87 - 0)}{\cos(0 + 22.58) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.256$$

$$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 8.90 \times 0.256 \times 4.70^2 \times 35.55 = 25.12 \times 35.55 = 893.00 \text{ KN}$$

$$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta) = 893.00 \times \cos(0 + 22.58) = 824.54 \text{ KN}$$

$$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta) = 893.00 \times \sin(0 + 22.58) = 342.92 \text{ KN}$$

bracci della spinta:

$$\text{braccio della componente orizzontale: } b_{Sa(o)} = H / 3 = 1.57 \text{ m}$$

$$\text{braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare: } b_{Sa(v)\text{-mare}} = 0 \text{ m}$$

$$\text{braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto: } b_{Sa(v)\text{-porto}} = B = 16.50 \text{ m}$$

5.2.1. Peso massi scogliera su dente di fondazione del cassone (lato mare)

Il peso dei massi a metro di profondità si calcola con la relazione:

$$P_{massi} = \gamma' \cdot h \cdot b$$

in cui:

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso di volume sommerso dei massi;

h = altezza massi da scogliera su dente di fondazione del cassone;

b = larghezza dente di fondazione del cassone;

Il braccio della forza rispetto al polo lato mare: $b_{P_{massi-mare}} = b / 2$

Indicando con “B” la larghezza della fondazione del cassone, il braccio della forza rispetto al polo lato porto: $b_{P_{massi-porto}} = B - b / 2$

Calcolo peso massi scogliera su dente di fondazione del cassone lato mare (cassone tipo “2” - “2ter”)

$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$; $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 8.90 \text{ KN/m}^3$;

$h = 3.90 \text{ m}$; $b = 1.50 \text{ m}$; $B = 16.50 \text{ m}$; $L = 35.55 \text{ m}$;

peso massi: $P_{massi} = \gamma' \cdot h \cdot b \cdot L = 8.90 \times 3.90 \times 1.50 \times 35.55 = 1850.91 \text{ KN}$

braccio della forza rispetto al polo lato mare: $b_{P_{massi-mare}} = b / 2 = 0.75 \text{ m}$

braccio della forza rispetto al polo lato porto: $b_{P_{massi-porto}} = B - b / 2 = 15.75 \text{ m}$

4.8. AZIONI VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSI

Per la **determinazione delle azioni sulla struttura dovute al moto ondoso** si è fatto riferimento agli elaborati riguardanti lo studio meteomarinario allegati al progetto preliminare, alle prescrizioni del Disciplinare di gara “Disciplinare descrittivo e prestazionale” ed alle indicazioni delle I.T. per la progettazione delle dighe marittime C.S.LL.PP. 1996.

Per garantire un maggiore livello di sicurezza dell’opera (diga a cassoni), si è assunto come valore di vita utile alla base del progetto, secondo le I.T. per la progettazione delle dighe marittime C.S.LL.PP. 1996, $V_u=50$ anni in luogo del valore $V_u=30$ anni indicato nel “Disciplinare descrittivo e prestazionale”.

Secondo le I.T. C.S.LL.PP. 1996, l’opera in progetto ricade nella categoria “infrastrutture di uso generale”, cui corrisponde, assumendo come tempo di vita utile $T_v=50$ anni invece che $T_v=25$ anni, un livello di sicurezza “2” anziché “1”, come risulta dalla tab.1. delle I.T. C.S.LL.PP. 1996:

Tabella 1. Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (T_v).

Tipo dell'opera (uso/impiego)	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per infrastrutture di uso generale si intendono “opere di difesa di complessi civili, commerciali o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell’opera”.

Il livello di sicurezza “1” si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, ecc...).

Il livello di sicurezza “2” si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell’opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc...).

La probabilità di danneggiamento ammissibile P_f , nel periodo di vita dell’opera, si ricava dalla tab.2 delle I.T. C.S.LL.PP. 1996 in funzione del tipo di danno, della ripercussione economica e rischio di perdita di vite umane in caso di danno sull’opera:

Tabella 2. Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (P_f).

Tipo di danno	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.50	0.30
	Media	0.30	0.20
	Alta	0.25	0.15
Distruzione totale	Bassa	0.20	0.15
	Media	0.15	0.10
	Alta	0.10	0.05

Per il caso in esame si assume:

- probabilità di distruzione totale (dighe a parete verticale per le quali è difficile riparare il danno);
- rischio limitato per la vita umana (a seguito del danneggiamento, non si prevedono perdite di vite umane);
- ripercussione economica bassa (basso rapporto tra costi dovuti al danneggiamento e costo totale dell'opera).

Con tali dati si ottiene una probabilità di danneggiamento ammissibile $P_f = 0.20$.

Il tempo di ritorno dell'evento di progetto (altezza d'onda) si ricava dalla relazione seguente:

$$T_{rp} = \frac{T_v}{[-\ln(1 - P_f)]} \cong 220 \text{anni}$$

In definitiva, per il dimensionamento dei cassoni si assumeranno le altezze d'onda di progetto con riferimento ai tempi di ritorno $T_r = 50$ anni (condizioni normali/stati limiti ultimi ordinari) e $T_r = 220$ anni (condizioni eccezionali/stati limiti ultimi eccezionali).

Le caratteristiche del moto ondoso, ricavate dagli elaborati riguardanti lo studio meteomarinario e le verifiche dei cassoni allegati al progetto preliminare, e dalle prescrizioni del Disciplinare di gara "Disciplinare descrittivo e prestazionale", sono riportate nella tabella seguente:

Caratteristiche del moto ondoso

a largo							a riva				
T_r	T_s	L_0	H_s	$H_{1/20}$	$H_{1/100}$	H_{max}	L_{riva}	H_{s-riva}	$H_{1/20-riva}$	$H_{1/100-riva}$	$H_{max-riva}$
[anni]	[s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
25	8.6	107.6	4.70	6.58	7.85	8.46	87.8	4.06	5.69	6.79	7.31
100	9.8	126.5	5.50	7.70	9.19	9.90	97.8	4.81	6.73	8.03	8.65

Il significato dei simboli è il seguente:

T_r	[anni]	Tempo di ritorno
T_s	[s]	Periodo significativo
L_0 / L_{riva}	[m]	Lunghezza d'onda a largo / a riva
H_s / H_{s-riva}	[m]	Altezza d'onda significativa a largo / a riva
$H_{1/20} / H_{1/20-riva}$	[m]	Altezza d'onda media del ventesimo più alto a largo / a riva ($1.4H_s / 1.4H_{s-riva}$)
$H_{1/100} / H_{1/100-riva}$	[m]	Altezza d'onda media del centesimo più alto a largo / a riva ($1.67H_s / 1.67H_{s-riva}$)
$H_{max} / H_{max-riva}$	[m]	Altezza d'onda massima a largo / a riva ($1.8H_s / 1.8H_{s-riva}$)

Per tempi di ritorno $T_r = 50$ anni e $T_r = 220$ anni si assumono, come altezze significative dell'onda a largo, i valori riportati nella seguente tabella, determinati dallo studio meteomarinario allegato al progetto preliminare:

	T_r [anni]	H_s [m]
SLU "ordinari"	50	5.30
SLU "eccezionali"	220	5.80

Le azioni idrodinamiche sui cassoni si determinano con gli usuali metodi di Goda (onda in fase di cresta) e Sainfluou (onda in fase di cavo), descritti nei paragrafi seguenti.

5.2.1. Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di Cresta

Per la valutazione delle azioni dell'onda in fase di cresta (pressioni sul cassone), si fa riferimento al metodo di Goda secondo lo schema e le relazioni seguenti:

$$h_b = h + 5H_{1/3} \cdot \tan \theta$$

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos \beta) \cdot H$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d} \right)^2; \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right]$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \beta) \cdot \gamma H$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right)$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3$$

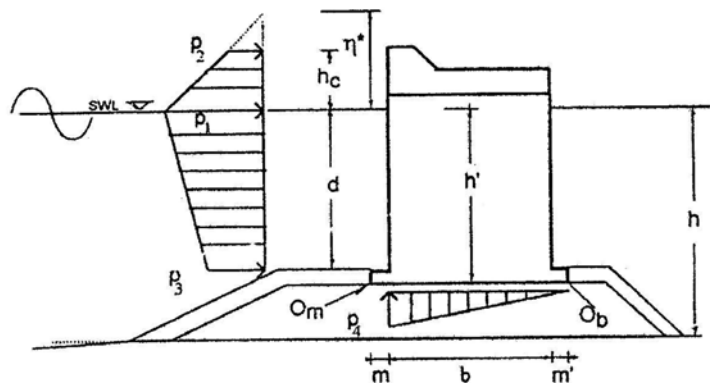
$$H_d = \min \{ H_{\max}; H_f \}$$

$$H_{\max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_s$$

$$H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - \exp \left[-3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g \cdot T^2} \cdot (1 + 15 \cdot \tan^{4/3} \theta) \right] \right\}$$

Il significato dei simboli è il seguente:

p_1, p_2, p_3	[t/m ²]	Pressioni orizzontali sulla parete
p_4	[t/m ²]	Pressione verticale massima sulla fondazione
γ	[t/m ³]	Peso specifico dell'acqua di mare
h	[m]	Profondità fondale
d	[m]	Profondità al piede imbasamento a scogliera
h'	[m]	Profondità del piano di posa del cassone
b	[m]	Larghezza (trasversale) del cassone
m, m'	[m]	Sbalzo solettone di base lato mare, lato terra
L	[m]	Lunghezza d'onda
β	[°]	Angolo di incidenza dell'onda
$H = H_d$	[m]	Altezza d'onda di progetto



$H_{1/3}$	[m]	Altezza d'onda media del terzo più alto (H_s)
H_{max}	[m]	Altezza d'onda massima ($1.8H_s$)
H_f	[m]	Altezza d'onda al frangimento
h_b	[m]	Profondità del fondo a distanza $5H_{1/3}$ dalla diga
θ	[°]	Angolo del fondo rispetto al piano orizzontale
η^*	[m]	quota del punto a pressione nulla rispetto al l.m.m.
h_c	[m]	quota del coronamento rispetto al l.m.m.
O_m, O_b		Polo dei momenti lato mare, lato porto

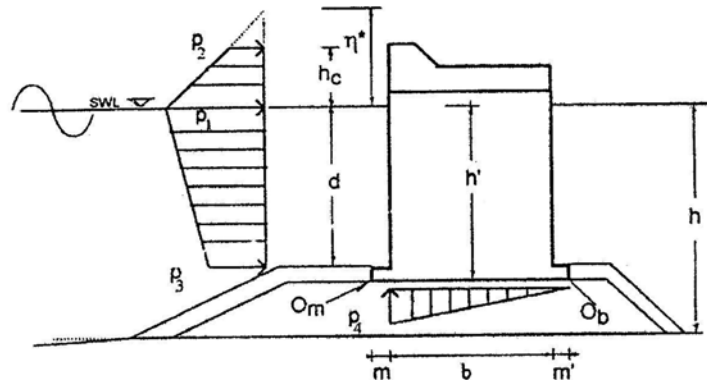
Le I.T. C.S.LL.PP. 1996 consigliano di assumere $H=H_{1/20}$ per le verifiche di stabilità in fase di cresta e $H=H_{1/100}$ per la verifica preliminare di non frangimento.

Calcolo della spinta idrodinamica in fase di Cresta (cassone tipo "2")

Caratteristiche del moto ondoso a riva:

T_r [anni]	β [°]	T_s [s]	L_{riva} [m]	$H_{1/3-riva} = H_{s-riva}$ [m]	$H_{1/20-riva}$ [m]	$H_{1/100-riva}$ [m]	$H_{max-riva}$ [m]
50	0	8.6	87.8	4.58	6.41	7.65	8.24
220	0	9.8	97.8	5.07	7.10	8.47	9.13

$\gamma = 1.03 \text{ t/m}^3$
 $h = 18 \text{ m}$
 $d = 16.70 \text{ m}$
 $h' = 17.5 \text{ m}$
 $h_c = 4 \text{ m}$
 $b = 13.50 \text{ m}$
 $m = m' = 1.50 \text{ m}$
 $\theta = 0.025 \text{ rad ; } (\tan\theta = 5/200)$



Altezza d'onda di progetto

Nel metodo di Goda, l'altezza d'onda di progetto " H_d ", si calcola con la relazione seguente:

$$H_d = \min\{H_{max}; H_f\}$$

in cui:

H_{max} è l'altezza d'onda massima:

$$T_r=50 \text{ anni: } H_{max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_s = 1.8 \times 4.58 = 8.25 \text{ m}$$

$$T_r=220 \text{ anni: } H_{max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_s = 1.8 \times 5.07 = 9.12 \text{ m}$$

H_f è l'altezza d'onda al frangimento:

$$T_r=50 \text{ anni: } H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - e^{\left[-3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g \cdot T^2} \cdot (1 + 15 \cdot \tan^{4/3} \theta) \right]} \right\} = 11.82 \text{ m}$$

$$T_r=220 \text{ anni: } H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - e^{\left[-3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g \cdot T^2} \cdot (1 + 15 \cdot \tan^{4/3} \theta) \right]} \right\} = 12.90 \text{ m}$$

Risulterebbe, quindi un'altezza d'onda di progetto di 8.25m per $T_r=50$ anni e di 9.12m per $T_r=220$ anni; la presenza, lato mare, delle celle antirisacca nel cassone consente di utilizzare, nei calcoli, un'altezza d'onda di progetto ridotta del 20%: assumendo un coefficiente di riflessione $Cr=0.6$, risulta infatti $1-(1-Cr)/2 = 0.2$.

Si ottiene pertanto:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni:}} \quad H_d = H = 0.80 \times 8.25 = 6.60m$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni:}} \quad H_d = H = 0.80 \times 9.12 = 7.30m$$

Con il metodo di Goda, si ottengono le seguenti pressioni in fase di cresta per $T_r=50$ anni:

$$h_b = h + 5H_{1/3} \cdot \tan \vartheta = 18 + 5 \times 4.58 \times (5 / 200) = 18.57m$$

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos \beta) \cdot H = 0.75 \times (1 + 1) \times 6.60 = 9.90m$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2 = 0.6 + \frac{1}{2} \times \left[\frac{4\pi \times (18 / 87.8)}{\sinh[4\pi \times 18 / 87.8]} \right]^2 = 0.678$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d} \right)^2; \frac{2d}{H} \right\} = \min \left\{ \frac{18.57 - 16.70}{3 \times 18.57} \times \left(\frac{6.60}{16.70} \right)^2; \frac{2 \times 16.70}{6.60} \right\} = \min \{0.005; 5.062\} = 0.005$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right] = 1 - \frac{17.5}{18} \times \left[1 - \frac{1}{\cosh[2\pi \times 18 / 87.8]} \right] = 0.526$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \beta) \cdot \gamma H = \frac{1}{2} \times (1 + 1) \times (0.678 + 0.005 \times 1) \times 1.03 \times 6.60 = 4.64t / m^2 = 45.53KN / m^2$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right) = 4.64 \times \left(\frac{9.90 - 4}{9.90} \right) = 2.77t / m^2 = 27.13KN / m^2$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 = 0.526 \times 4.64 = 2.44t / m^2 = 23.95KN / m^2$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 = \frac{1}{2} \times 1.03 \times 6.60 \times (1 + 1) \times 0.678 \times 0.526 = 2.42t / m^2 = 23.77KN / m^2$$

Le pressioni in fase di cresta per $T_r=220$ anni:

$$h_b = h + 5H_{1/3} \cdot \tan \vartheta = 18 + 5 \times 5.07 \times (5 / 200) = 18.63m$$

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos \beta) \cdot H = 0.75 \times (1 + 1) \times 7.30 = 10.95m$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2 = 0.6 + \frac{1}{2} \times \left[\frac{4\pi \times (18 / 97.8)}{\sinh[4\pi \times 18 / 97.8]} \right]^2 = 0.707$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d} \right)^2; \frac{2d}{H} \right\} = \min \left\{ \frac{18.63 - 16.70}{3 \times 18.63} \times \left(\frac{7.30}{16.70} \right)^2; \frac{2 \times 16.70}{7.30} \right\} = \min \{0.007; 4.576\} = 0.007$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right] = 1 - \frac{17.5}{18} \times \left[1 - \frac{1}{\cosh[2\pi \times 18 / 97.8]} \right] = 0.584$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \beta) \cdot \gamma H = \frac{1}{2} \times (1 + 1) \times (0.707 + 0.007 \times 1) \times 1.03 \times 7.30 = 5.36t / m^2 = 52.63KN / m^2$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right) = 5.36 \times \left(\frac{10.95 - 4}{10.95} \right) = 3.40t / m^2 = 33.40KN / m^2$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 = 0.584 \times 5.36 = 3.14t / m^2 = 30.76KN / m^2$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 = \frac{1}{2} \times 1.03 \times 7.30 \times (1 + 1) \times 0.707 \times 0.584 = 3.11t / m^2 = 30.47KN / m^2$$

Le risultanti orizzontale e verticale delle pressioni, a metro lineare di profondità valgono:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni}} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 73.95t / m = 725.50KN / m \\ F_{cresta}(v) = 18.17t / m = 178.27KN / m \end{array} \right.$$

$$T_r=220 \text{ anni} \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 88.51 t / m = 868.31 KN / m \\ F_{cresta}(v) = 23.30 t / m = 228.54 KN / m \end{array} \right.$$

Considerando la lunghezza del cassone $L_c=35.55m$, le risultanti valgono:

$$T_r=50 \text{ anni} \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 73.95 \times 35.55 = 2629.09 t = 25791.35 KN \\ F_{cresta}(v) = 18.17 \times 35.55 = 646.04 t = 6337.68 KN \end{array} \right.$$

$$T_r=220 \text{ anni} \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 88.51 \times 35.55 = 3146.61 t = 30868.28 KN \\ F_{cresta}(v) = 23.30 \times 35.55 = 828.18 t = 8124.48 KN \end{array} \right.$$

I bracci delle risultanti orizzontali e verticale valgono:

braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone:

$$T_r=50 \text{ anni: } b_{F_{cresta}(O)} = 11.88 m$$

$$T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cresta}(O)} = 11.76 m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare (O_m):

$$T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cresta}(V)-mare} = 6.50 m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto (O_b):

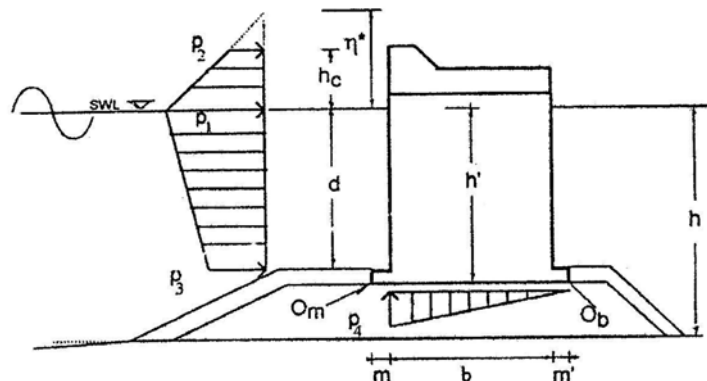
$$T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cresta}(V)-porto} = 10.00 m$$

Calcolo della spinta idrodinamica in fase di Cresta (cassone tipo "2-ter")

Caratteristiche del moto ondoso a riva:

T_r [anni]	β [°]	T_s [s]	L_{riva} [m]	$H_{1/3-riva} = H_{s-riva}$ [m]	$H_{1/20-riva}$ [m]	$H_{1/100-riva}$ [m]	$H_{max-riva}$ [m]
50	0	8.6	87.8	4.58	6.41	7.65	8.24
220	0	9.8	97.8	5.07	7.10	8.47	9.13

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.03 \text{ t/m}^3 \\ h &= 16 \text{ m} \\ d &= 14.70 \text{ m} \\ h' &= 15.5 \text{ m} \\ h_c &= 4 \text{ m} \\ b &= 13.50 \text{ m} \\ m &= m' = 1.50 \text{ m} \\ \theta &= 0.025 \text{ rad ; } (\tan \theta = 5/200) \end{aligned}$$



Altezza d'onda di progetto

Nel metodo di Goda, l'altezza d'onda di progetto " H_d ", si calcola con la relazione seguente:

$$H_d = \min\{H_{\max}; H_f\}$$

in cui:

$H_{\max}$ è l'altezza d'onda massima:

$$T_r=50 \text{ anni: } H_{\max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_s = 1.8 \times 4.58 = 8.25m$$

$$T_r=220 \text{ anni: } H_{\max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_s = 1.8 \times 5.07 = 9.12m$$

H_f è l'altezza d'onda al frangimento:

$$T_r=50 \text{ anni: } H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - e^{\left[-3 \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g \cdot T^2} (1 + 15 \tan^{4/3} \vartheta) \right]} \right\} = 10.97m$$

$$T_r=220 \text{ anni: } H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - e^{\left[-3 \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g \cdot T^2} (1 + 15 \tan^{4/3} \vartheta) \right]} \right\} = 11.88m$$

Risulterebbe, quindi un'altezza d'onda di progetto di 8.25m per $T_r=50$ anni e di 9.12m per $T_r=220$ anni; la presenza, lato mare, delle celle antirisacca nel cassone consente di utilizzare, nei calcoli, un'altezza d'onda di progetto ridotta del 20%: assumendo un coefficiente di riflessione $Cr=0.6$, risulta infatti $1-(1-Cr)/2 = 0.2$.

Si ottiene pertanto:

$$T_r=50 \text{ anni: } H_d = H = 0.80 \times 8.25 = 6.60m$$

$$T_r=220 \text{ anni: } H_d = H = 0.80 \times 9.12 = 7.30m$$

Con il metodo di Goda, si ottengono le seguenti pressioni in fase di cresta per $T_r=50$ anni:

$$h_b = h + 5H_{1/3} \cdot \tan \vartheta = 16 + 5 \times 4.58 \times (5/200) = 16.57m$$

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos \beta) \cdot H = 0.75 \times (1 + 1) \times 6.60 = 9.90m$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2 = 0.6 + \frac{1}{2} \times \left[\frac{4\pi \times (16 / 87.8)}{\sinh[4\pi \times 16 / 87.8]} \right]^2 = 0.710$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d} \right)^2; \frac{2d}{H} \right\} = \min \left\{ \frac{16.57 - 14.70}{3 \times 16.57} \times \left(\frac{6.60}{14.70} \right)^2; \frac{2 \times 14.70}{6.60} \right\} = \min\{0.008; 4.456\} = 0.008$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right] = 1 - \frac{15.5}{16} \times \left[1 - \frac{1}{\cosh[2\pi \times 16 / 87.8]} \right] = 0.591$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \beta) \cdot \gamma H = \frac{1}{2} \times (1 + 1) \times (0.710 + 0.008 \times 1) \times 1.03 \times 6.60 = 4.88t / m^2 = 47.83KN / m^2$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right) = 4.88 \times \left(\frac{9.90 - 4}{9.90} \right) = 2.90t / m^2 = 28.50KN / m^2$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 = 0.591 \times 4.88 = 2.88t / m^2 = 28.27KN / m^2$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 = \frac{1}{2} \times 1.03 \times 6.60 \times (1 + 1) \times 0.710 \times 0.591 = 2.85t / m^2 = 27.97KN / m^2$$

Le pressioni in fase di cresta per $T_r=220$ anni:

$$h_b = h + 5H_{1/3} \cdot \tan \vartheta = 16 + 5 \times 5.07 \times (5/200) = 16.63m$$

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos \beta) \cdot H = 0.75 \times (1 + 1) \times 7.30 = 10.95m$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2 = 0.6 + \frac{1}{2} \times \left[\frac{4\pi \times (16 / 97.8)}{\sinh[4\pi \times 16 / 97.8]} \right]^2 = 0.743$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d} \right)^2; \frac{2d}{H} \right\} = \min \left\{ \frac{16.63 - 14.70}{3 \times 16.63} \times \left(\frac{7.30}{14.70} \right)^2; \frac{2 \times 14.70}{7.30} \right\} = \min \{0.010; 4.028\} = 0.010$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{H}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right] = 1 - \frac{15.5}{16} \times \left[1 - \frac{1}{\cosh[2\pi \times 16 / 97.8]} \right] = 0.646$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \beta) \cdot \gamma H = \frac{1}{2} \times (1 + 1) \times (0.743 + 0.010 \times 1) \times 1.03 \times 7.30 = 5.66 t / m^2 = 55.51 KN / m^2$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right) = 5.66 \times \left(\frac{10.95 - 4}{10.95} \right) = 3.59 t / m^2 = 35.23 KN / m^2$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 = 0.646 \times 5.66 = 3.65 t / m^2 = 35.85 KN / m^2$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 = \frac{1}{2} \times 1.03 \times 7.30 \times (1 + 1) \times 0.743 \times 0.646 = 3.61 t / m^2 = 35.39 KN / m^2$$

Le risultanti orizzontale e verticale delle pressioni, a metro lineare di profondità valgono:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni}} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 72.57 t / m = 711.95 KN / m \\ F_{cresta}(v) = 21.38 t / m = 209.79 KN / m \end{array} \right.$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni}} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 86.95 t / m = 853.02 KN / m \\ F_{cresta}(v) = 27.06 t / m = 265.45 KN / m \end{array} \right.$$

Considerando la lunghezza del cassone $L_c=35.55m$, le risultanti valgono:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni}} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 72.57 \times 35.55 = 2580.00 t = 25309.81 KN \\ F_{cresta}(v) = 21.38 \times 35.55 = 760.23 t = 7457.87 KN \end{array} \right.$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni}} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cresta}(o) = 86.95 \times 35.55 = 3091.22 t = 30324.85 KN \\ F_{cresta}(v) = 27.06 \times 35.55 = 961.95 t = 9436.74 KN \end{array} \right.$$

I bracci delle risultanti orizzontali e verticale valgono:

braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni:}} \quad b_{F_{cresta}(O)} = 10.61 m$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni:}} \quad b_{F_{cresta}(O)} = 10.52 m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare (O_m):

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni:}} \quad b_{F_{cresta}(V)-mare} = 6.50 m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto (O_b):

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni:}} \quad b_{F_{cresta}(V)-porto} = 10.00 m$$

5.2.1. Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di Cavo

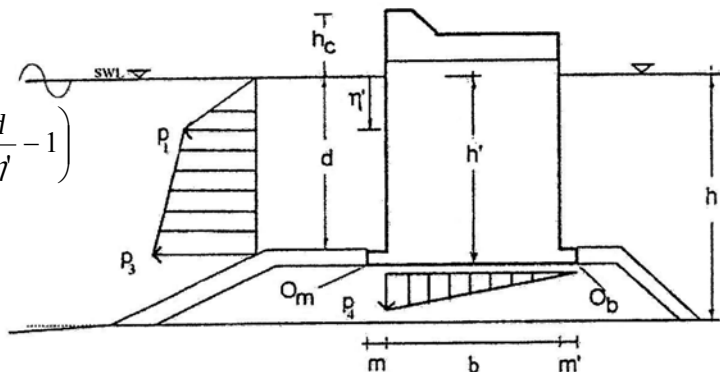
Per la valutazione delle azioni dell'onda in fase di cavo (pressioni sul cassone), si fa riferimento al metodo di Sainfluou secondo lo schema e le relazioni seguenti:

$$p_1 = \gamma \cdot \eta'$$

$$p_3 = \gamma \cdot \frac{H}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} - 1 \right) - p_1 \cdot \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

$$p_4 = p_3 \cdot \frac{b}{b + m}$$

$$\eta' = H - \left(\frac{\pi \cdot H^2}{L} \right) \cdot \coth(k \cdot d)$$



Il significato dei simboli è il seguente:

p_1, p_3	[t/m ²]	Pressioni orizzontali sulla parete
p_4	[t/m ²]	Pressione verticale massima sulla fondazione
γ	[t/m ³]	Peso specifico dell'acqua di mare
h	[m]	Profondità fondale
d	[m]	Profondità al piede imbasamento a scogliera
h'	[m]	Profondità del piano di posa del cassone
h_c	[m]	quota del coronamento rispetto al l.m.m.
b	[m]	Larghezza (trasversale) del cassone
m, m'	[m]	Sbalzo solettone di base lato mare, lato terra
L	[m]	Lunghezza d'onda
$k = 2\pi/L$	[m ⁻¹]	Numero d'onda
H	[m]	Altezza d'onda di progetto
η'	[m]	Ordinata del punto a pressione p_1 rispetto al l.m.m
O_m, O_b		Polo dei momenti lato mare, lato porto

Le I.T. C.S.LL.PP. 1996 consigliano di assumere $H = H_{1/100}$ per le verifiche di stabilità in fase di cavo.

Calcolo della spinta idrodinamica in fase di Cavo (cassone tipo "2")

Caratteristiche del moto ondoso a riva:

T_r [anni]	β [°]	T_s [s]	L_{riva} [m]	$H_{1/3-riva} = H_{s-riva}$ [m]	$H_{1/20-riva}$ [m]	$H_{1/100-riva}$ [m]	$H_{max-riva}$ [m]
50	0	8.6	87.8	4.58	6.41	7.65	8.24
220	0	9.8	97.8	5.07	7.10	8.47	9.13

$$\gamma = 1.03 \text{ t/m}^3$$

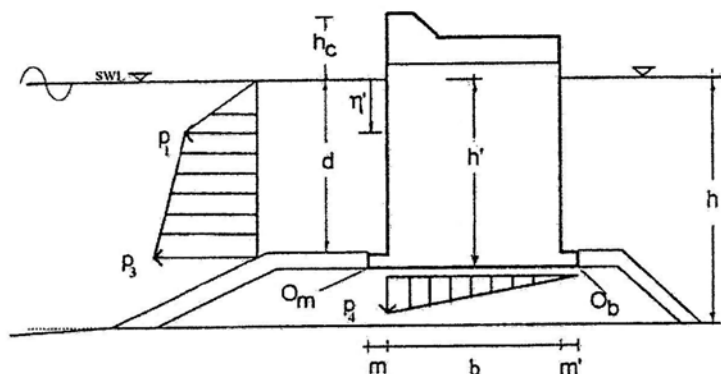
$$h = 18 \text{ m}$$

$$d = 16.70 \text{ m}$$

$$h' = 17.50 \text{ m}$$

$$b = 13.50 \text{ m}$$

$$m = m' = 1.50 \text{ m}$$



Altezza d'onda di progetto

Per l'altezza d'onda di progetto "H", nelle verifiche in fase di cavo si assume:

$$H = H_{1/100} = 1.67 \cdot H_s$$

in cui "H_s" è l'altezza d'onda significativa (a riva); si ottiene, pertanto:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni: } H = 1.67 \times H_s = 1.67 \times 4.58 = 7.65m}$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni: } H = 1.67 \times H_s = 1.67 \times 5.07 = 8.47m}$$

Risulterebbe, quindi un'altezza d'onda di progetto di 7.65m per T_r=50 anni e di 8.47m per T_r=220 anni; la presenza, lato mare, delle celle antirisacca nel cassone consente di utilizzare, nei calcoli, un'altezza d'onda di progetto ridotta del 20%: assumendo un coefficiente di riflessione Cr=0.6, risulta infatti 1-(1-Cr)/2 = 0.2.

Con la riduzione, l'altezza d'onda di progetto vale:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni: } H = 0.80 \times 7.65 = 6.12m}$$

$$\mathbf{T_r=100 \text{ anni: } H = 0.80 \times 8.47 = 6.77m}$$

Con il metodo di Sainflou, si ottengono le seguenti pressioni in fase di cavo per **T_r=50 anni**:

$$k \cdot d = \frac{2\pi}{L} \cdot d = \frac{2\pi}{87.8} \times 16.70 = 1.195$$

$$\eta' = H - \left(\frac{\pi \cdot H^2}{L} \right) \cdot \coth(k \cdot d) = 6.12 - \left(\frac{\pi \times 6.12^2}{87.8} \right) \times \coth(1.195) = 4.51m$$

$$p_1 = \gamma \cdot \eta' = 1.03 \times 4.51 = 4.65t / m^2 = 45.57KN / m^2$$

$$p_3 = \gamma \cdot \frac{H}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} - 1 \right) - p_1 \cdot \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right) = 1.03 \cdot \frac{6.12}{\cosh(1.195)} \cdot \left(\frac{17.5 - 4.51}{16.7 - 4.51} - 1 \right) - 4.65 \cdot \left(\frac{17.5 - 16.7}{16.7 - 4.51} - 1 \right) = 4.57t / m^2 = 44.83KN / m^2$$

$$p_4 = p_3 \cdot \frac{b}{b + m} = 4.57 \times \frac{13.50}{13.50 + 1.50} = 4.11t / m^2 = 40.35KN / m^2$$

Le pressioni in fase di cavo per T_r=220 anni:

$$k \cdot d = \frac{2\pi}{L} \cdot d = \frac{2\pi}{97.8} \times 16.70 = 1.073$$

$$\eta' = H - \left(\frac{\pi \cdot H^2}{L} \right) \cdot \coth(k \cdot d) = 6.77 - \left(\frac{\pi \times 6.77^2}{97.8} \right) \times \coth(1.073) = 4.91m$$

$$p_1 = \gamma \cdot \eta' = 1.03 \times 4.91 = 5.06t / m^2 = 49.60KN / m^2$$

$$p_3 = \gamma \cdot \frac{H}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} - 1 \right) - p_1 \cdot \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right) = 1.03 \cdot \frac{6.77}{\cosh(1.073)} \cdot \left(\frac{17.5 - 4.91}{16.7 - 4.91} - 1 \right) - 5.06 \cdot \left(\frac{17.5 - 16.7}{16.7 - 4.91} - 1 \right) = 5.00t / m^2 = 49.08KN / m^2$$

$$p_4 = p_3 \cdot \frac{b}{b + m} = 5.00 \times \frac{13.50}{13.50 + 1.50} = 4.50t / m^2 = 44.17KN / m^2$$

Le risultanti orizzontale e verticale delle pressioni, a metro lineare di profondità valgono:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 66.64t / m = 653.78KN / m \\ F_{cavo}(v) = 30.85t / m = 302.62KN / m \end{array} \right.}$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni} \quad \left(\begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 71.71t / m = 703.50KN / m \end{array} \right.}$$

$$F_{cavo}(v) = 33.77 t / m = 331.27 KN / m$$

Considerando la lunghezza del cassone $L_c=35.55m$, le risultanti valgono:

$$T_r=50 \text{ anni} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 66.64 \times 35.55 = 2369.18t = 23241.70KN \\ F_{cavo}(v) = 30.85 \times 35.55 = 1096.64t = 10758.05KN \end{array} \right.$$

$$T_r=220 \text{ anni} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 71.71 \times 35.55 = 2549.38t = 25009.42KN \\ F_{cavo}(v) = 33.77 \times 35.55 = 1200.49t = 11776.80KN \end{array} \right.$$

I bracci delle risultanti orizzontali e verticale valgono:

braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone:

$$T_r=50 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(O)} = 8.10m$$

$$T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(O)} = 8.01m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare (O_m):

$$T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(V)-mare} = 6.50m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto (O_b):

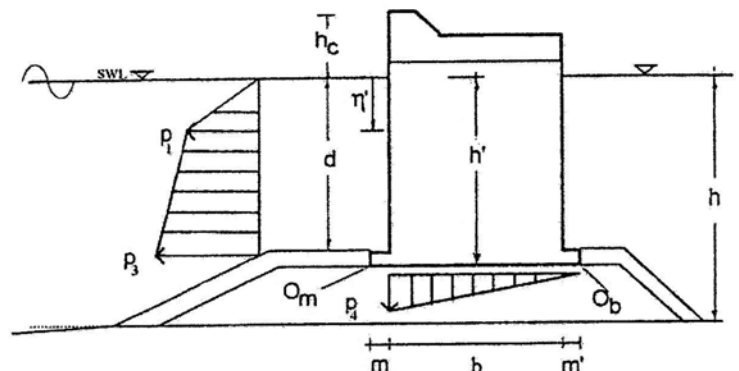
$$T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(V)-porto} = 10.00m$$

Calcolo della spinta idrodinamica in fase di Cavo (cassone tipo “2-ter”)

Caratteristiche del moto ondoso a riva:

T_r [anni]	β [°]	T_s [s]	L_{riva} [m]	$H_{1/3-riva} = H_{s-riva}$ [m]	$H_{1/20-riva}$ [m]	$H_{1/100-riva}$ [m]	$H_{max-riva}$ [m]
50	0	8.6	87.8	4.58	6.41	7.65	8.24
220	0	9.8	97.8	5.07	7.10	8.47	9.13

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.03 t/m^3 \\ h &= 16 m \\ d &= 14.70 m \\ h' &= 15.50 m \\ b &= 13.50 m \\ m &= m' = 1.50 m \end{aligned}$$



Altezza d'onda di progetto

Per l'altezza d'onda di progetto "H", nelle verifiche in fase di cavo si assume:

$$H = H_{1/100} = 1.67 \cdot H_s$$

in cui "H_s" è l'altezza d'onda significativa (a riva); si ottiene, pertanto:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni: } H = 1.67 \times H_s = 1.67 \times 4.58 = 7.65m}$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni: } H = 1.67 \times H_s = 1.67 \times 5.07 = 8.47m}$$

Risulterebbe, quindi un'altezza d'onda di progetto di 7.65m per T_r=50 anni e di 8.47m per T_r=220 anni; la presenza, lato mare, delle celle antirisacca nel cassone consente di utilizzare, nei calcoli, un'altezza d'onda di progetto ridotta del 20%: assumendo un coefficiente di riflessione Cr=0.6, risulta infatti 1-(1-Cr)/2 = 0.2.

Con la riduzione, l'altezza d'onda di progetto vale:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni: } H = 0.80 \times 7.65 = 6.12m}$$

$$\mathbf{T_r=100 \text{ anni: } H = 0.80 \times 8.47 = 6.77m}$$

Con il metodo di Sainflou, si ottengono le seguenti pressioni in fase di cavo per **T_r=50 anni**:

$$k \cdot d = \frac{2\pi}{L} \cdot d = \frac{2\pi}{87.8} \times 14.70 = 1.052$$

$$\eta' = H - \left(\frac{\pi \cdot H^2}{L} \right) \cdot \coth(k \cdot d) = 6.12 - \left(\frac{\pi \times 6.12^2}{87.8} \right) \times \coth(1.052) = 4.41m$$

$$p_1 = \gamma \cdot \eta' = 1.03 \times 4.41 = 4.54t / m^2 = 44.54KN / m^2$$

$$p_3 = \gamma \cdot \frac{H}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} - 1 \right) - p_1 \cdot \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right) = 1.03 \cdot \frac{6.12}{\cosh(1.052)} \cdot \left(\frac{15.5 - 4.41}{14.7 - 4.41} - 1 \right) - 4.54 \cdot \left(\frac{15.5 - 14.7}{14.7 - 4.41} - 1 \right) = 4.49t / m^2 = 44.07KN / m^2$$

$$p_4 = p_3 \cdot \frac{b}{b + m} = 4.49 \times \frac{13.50}{13.50 + 1.50} = 4.04t / m^2 = 39.66KN / m^2$$

Le pressioni in fase di cavo per T_r=220 anni:

$$k \cdot d = \frac{2\pi}{L} \cdot d = \frac{2\pi}{97.8} \times 14.70 = 0.944$$

$$\eta' = H - \left(\frac{\pi \cdot H^2}{L} \right) \cdot \coth(k \cdot d) = 6.77 - \left(\frac{\pi \times 6.77^2}{97.8} \right) \times \coth(0.944) = 4.77m$$

$$p_1 = \gamma \cdot \eta' = 1.03 \times 4.77 = 4.92t / m^2 = 48.24KN / m^2$$

$$p_3 = \gamma \cdot \frac{H}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} - 1 \right) - p_1 \cdot \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right) = 1.03 \cdot \frac{6.77}{\cosh(0.944)} \cdot \left(\frac{15.5 - 4.77}{14.7 - 4.77} - 1 \right) - 4.92 \cdot \left(\frac{15.5 - 14.7}{14.7 - 4.77} - 1 \right) = 4.90t / m^2 = 48.08KN / m^2$$

$$p_4 = p_3 \cdot \frac{b}{b + m} = 4.90 \times \frac{13.50}{13.50 + 1.50} = 4.41t / m^2 = 43.27KN / m^2$$

Le risultanti orizzontale e verticale delle pressioni, a metro lineare di profondità valgono:

$$\mathbf{T_r=50 \text{ anni} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 56.49t / m = 554.16KN / m \\ F_{cavo}(v) = 30.32t / m = 297.48KN / m \end{array} \right.}$$

$$\mathbf{T_r=220 \text{ anni} \quad \left(\begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 60.46t / m = 593.15KN / m \end{array} \right.}$$

$$F_{cavo}(v) = 33.08t / m = 324.52KN / m$$

Considerando la lunghezza del cassone $L_c=35.55m$, le risultanti valgono:

$$T_r=50 \text{ anni} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 56.49 \times 35.55 = 2008.21t = 19700.51KN \\ F_{cavo}(v) = 30.32 \times 35.55 = 1078.03t = 10575.51KN \end{array} \right.$$

$$T_r=220 \text{ anni} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_{cavo}(o) = 60.46 \times 35.55 = 2149.50t = 21086.55KN \\ F_{cavo}(v) = 33.08 \times 35.55 = 1176.00t = 11536.53KN \end{array} \right.$$

I bracci delle risultanti orizzontali e verticale valgono:

braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone:

$$T_r=50 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(O)} = 7.13m$$

$$T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(O)} = 7.04m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare (O_m):

$$T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(V)-mare} = 6.50m$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto (O_b):

$$T_r=50 \text{ anni e } T_r=220 \text{ anni: } b_{F_{cavo}(V)-porto} = 10.00m$$

5.2.1. Bitte di ormeggio

Nel presente progetto definitivo sono state introdotte, per l'Antemurale di Ponente delle bitte di ormeggio da 100t su ogni cassone della diga, il cui utilizzo è previsto in condizioni di emergenza. Le caratteristiche delle bitte e le relative schematizzazioni per le verifiche dei cassoni, sono le seguenti:

- tiro: 100t;
- peso: 500 Kg;
- interasse: 1/cassone=35.55m.

Per le verifiche si considera il tiro scomposto a 45° :

$$\text{tiro bitta: } T_b = 100t \cong 1000KN$$

$$\text{tiro orizzontale: } V_b = 707.11KN$$

$$\text{tiro verticale: } N_b = 707.11KN$$

$$\text{peso bitta: } P_b = 500Kg \cong 5KN$$

I bracci delle forza peso e del tiro, rispetto al polo lato mare e lato porto, valgono:

$$b_{Nb-porto} = 13.60m$$

$$b_{Nb-mare} = 2.90m$$

$$b_{Vb} = 20.40m (\text{cassone tipo "2"})$$

$$b_{Vb} = 18.40m (\text{cassone tipo "2-ter"})$$

4.9. AZIONE SISMICA

Per la valutazione dell'effetto dell'azione sismica si è fatto riferimento all'analisi pseudo statica. In tale tipo di analisi, l'azione è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto della forza di gravità (W) per un coefficiente sismico (K).

Le componenti dell'azione sismica sono date da:

componente orizzontale: $F_h = k_h \cdot W$

componente verticale: $F_v = k_v \cdot W$

I coefficienti sismici per le verifiche allo SLU sono stati calcolati con le espressioni:

coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta \frac{a_{\max}}{g}$

coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm \frac{k_h}{2}$

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β assume valori diversi a seconda del tipo di verifica ed è descritto nei punti seguenti.

L'accelerazione massima attesa sul sito $a_{\max}$ è valutata con l'espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

nella quale S è un coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica S_S e dell'amplificazione topografica S_T , mentre a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel seguito viene riportata la procedura per il calcolo dei coefficienti sismici utilizzati nelle verifiche.

Dati sul sito in esame

REGIONE: SARDEGNA / PROVINCIA: SASSARI / COMUNE: PORTO TORRES

LONG.: 8°24'22" = 8°.4061 ; LAT.: 40°50'56" = 40°.8489

Gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di a_g , F_0 , T_c^* uniformi su tutto il territorio dell'isola e si ricavano dalla Tabella 2 dell'Allegato B delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, per i diversi periodi di ritorno T_R dell'azione sismica:

TABELLA 2: Valori di a_g , F_0 , T_c^* per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0.186	2.61	0.273	0.235	2.67	0.296	0.274	2.70	0.303	0.314	2.73	0.307	0.351	2.78	0.313	0.393	2.82	0.322	0.500	2.88	0.340	0.603	2.98	0.372	0.747	3.09	0.401

Dati sulla costruzione

TIPO DI COSTRUZIONE: 3 - dighe di grandi dimensioni;

VITA NOMINALE: $V_N=100$ anni;

CLASSE D'USO: II - dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;

COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1$;

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

$V_R=\max[V_N C_u; 35]=100 \times 1=100$ anni > 35 anni.

Il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, funzione del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} , si calcola tramite l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad \text{con la limitazione } 30 \text{anni} \leq T_R \leq 2475 \text{anni}$$

Si ottengono i seguenti tempi di ritorno:

Stati limite		$P_{VR}[\%]$	$V_R[\text{anni}]$	$T_R[\text{anni}]$
Stati limite di esercizio SLE	SLO	81%	100	60
	SLD	63%	100	101
Stati limite ultimi SLU	SLV	10%	100	949
	SLC	5%	100	1950

Con i tempi di ritorno calcolati, i parametri a_g , F_0 , T_c^* risultano:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [m/s ²] - [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.245 – 0.025	2.685	0.299
SLD	101	0.304 – 0.031	2.730	0.307
SLV	949	0.589 – 0.060	2.976	0.371
SLC	1950	0.697 – 0.071	3.061	0.393

Coefficienti S_T S_S

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T è funzione della categoria topografica e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento; con riferimento al sito in esame, e considerando che per altezze del pendio inferiori a 30m in generale gli effetti dell'amplificazione topografica possono essere trascurati, risulta:

CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1 superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i_{\text{media}} < 15^\circ$;

per categoria T1: $S_T=1.00$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S è funzione della categoria di sottosuolo. La presenza della coltre detritica di sabbia (strato A) dello spessore di 0.40m ha influenza trascurabile sul comportamento del sottosuolo in fase di sisma; tale comportamento è determinato dal substrato di calcarenite al quale corrisponde, secondo il **.M. 14 Gennaio 2008** – “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” la categoria di sottosuolo B “*depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT > 50, o $c_u > 250$ kPa)*”

Per categoria di sottosuolo B, S_S è dato da:

$$S_S = 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \text{ con la limitazione } 1.00 \leq S_S \leq 1.20$$

risulta:

$$\text{SLE - SLO: } S_S = 1.40 - 0.40 \times 2.685 \times 0.025 = 1.373 > 1.20$$

$$\text{SLE - SLD: } S_S = 1.40 - 0.40 \times 2.730 \times 0.031 = 1.366 > 1.20$$

$$\text{SLU - SLV: } S_S = 1.40 - 0.40 \times 2.976 \times 0.060 = 1.329 > 1.20$$

$$\text{SLU - SLC: } S_S = 1.40 - 0.40 \times 3.061 \times 0.071 = 1.313 > 1.20$$

Si assume pertanto, nelle verifiche, $S_S=1.20$.

Coefficienti di riduzione β

Nelle verifiche di stabilità globale con l'analisi pseudostatica, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s è funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido e si ricava dalla Tab. 7.11.I delle NTC 2008:

Tab. 7.11.I (NTC 2008) – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

per categoria di sottosuolo B e per accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido $a_g(g) \leq 0.1$ risulta: $\beta_s=0.20$.

Per le ulteriori verifiche geotecniche con il metodo pseudostatico (capacità portante, ribaltamento, scorrimento), il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m si ricava dalla Tab. 7.11.II delle NTC 2008:

Tab. 7.11.II (NTC 2008) – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

per categoria di sottosuolo B e per accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido $a_g(g) \leq 0.1$ risulta: $\beta_m=0.18$.

Coefficienti sismici

Per le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi connessi con l'azione sismica (stabilità globale, capacità portante, ribaltamento e scorrimento della fondazione), i coefficienti sismici orizzontale e verticale risultano quindi:

STATO LIMITE		a_g [g]	S_s	S_T	a_{max} [m/s ²]	$K_h=\beta_s a_{max}/g$	$K_v=\pm K_h/2$	$K_h=\beta_m a_{max}/g$	$K_v=\pm K_h/2$
SLE	SLO	0.025	1.2	1.00	0.294	0.0060	± 0.0030	0.0054	± 0.0027
	SLD	0.031	1.2	1.00	0.282	0.0074	± 0.0037	0.0067	± 0.0033
						Stabilità globale		Capacità portante, ribaltamento, scorrimento	
SLU	SLV	0.060	1.2	1.00	0.600	0.0144	± 0.0072	0.0130	± 0.0065
	SLC	0.071	1.2	1.00	0.724	0.0170	± 0.0085	0.0153	± 0.0077

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche, è sufficiente considerare solo lo stato limite ultimo SLU-SLV (stato limite ultimo di salvaguardia della vita).

5.2.1. Spinta attiva in fase sismica massi scogliera su parete lato mare

La spinta attiva (statica+dinamica) in fase sismica “S_{sism}” è data dalla seguente espressione:

$$S_{a-sism} = S'_{a-sism} + U_{idr} + U_{din} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + U_{idr} + U_{din}$$

in cui:

S'_{a-sism} = spinta attiva in fase sismica dello scheletro solido;

U_{idr} = spinta idrostatica dell'acqua;

U_{din} = incremento di spinta dell'acqua in condizioni dinamiche (spinta idrodinamica);

γ* = γ - γ_w peso di volume alleggerito del terreno spingente, nel caso di terreno saturo;

k_v = coefficiente sismico verticale;

K = coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico);

H = altezza della parete su cui agisce la spinta;

Il coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico) si calcola con la relazione di **Mononobe & Okabe, 1926-1929**:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad \text{per } e \leq f' - q$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta)^2} \quad \text{per } e > f' - q$$

in cui:

ψ = angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;

f' = angolo di attrito di calcolo;

d = angolo di attrito terra-parete;

e = angolo di inclinazione del terrapieno;

q = angolo d'inerzia sismico; per terreno saturo e ad elevata permeabilità (condizione di “acqua libera”), l'angolo q si valuta con l'espressione di Steedman & Zeng, 1990:

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

in cui:

γ_d, γ = peso di volume del secco e peso di volume saturo del terreno spingente;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

k_h, k_v = coefficiente sismico orizzontale e verticale;

La spinta attiva sismica dello scheletro solido è inclinata di rispetto al piano orizzontale dell'angolo (ψ-90+d); le componenti valgono:

- componente orizzontale: S'_{a-sism} (o) = S'_{a-sism} · cos(ψ - 90 + δ)
- componente verticale: S'_{a-sism} (v) = S'_{a-sism} · sen(ψ - 90 + δ)

L'ordinata del punto di applicazione della spinta attiva sismica complessiva (statica + dinamica) dello scheletro solido si ricava dalle relazioni seguenti.

La spinta attiva sismica può essere scritta come: S'_{a-sism} = S'_a + ΔS'_{a-sism}

in cui:

S_a' = spinta attiva statica dello scheletro solido applicata ad $H/3$ dalla base della parete;

$\Delta S'_{a-sism}$ = incremento di spinta attiva dello scheletro solido in fase sismica applicata ad $H/2$ dalla base della parete.

Si ricava per la spinta sismica complessiva statica + dinamica dello scheletro solido, l'ordinata del punto di applicazione dal fondo della parete:
$$\frac{(H/3) \cdot S_a' + (H/2) \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}}$$

bracci della spinta:

braccio della componente orizzontale:
$$b_{S'_{a-sism}(O)} = \frac{\frac{H}{3} \cdot S_a' + \frac{H}{2} \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}}$$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare: $b_{S'_{a-sism}(V)-mare} = 0$

braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto: $b_{S'_{a-sism}(V)-porto} = B$

Calcolo della spinta attiva in fase sismica massi scogliera su parete lato mare (cassone tipo "2" - "2ter")

Il calcolo della spinta dipende dal verso del sisma verticale e dal tipo di combinazione, risultando in definitiva 4 casi:

- 1) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M1
- 2) sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑ - coefficienti parziali M2
- 3) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M1
- 4) sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓ - coefficienti parziali M2

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3; \gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3; \gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma' = 8.90 \text{ KN/m}^3;$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3; H = 4.70 \text{ m}; f'_k = 40^\circ;$$

$$\begin{aligned} \text{combinazioni con coefficienti parziali M1:} & \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{f'} = 1; \\ f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 40^\circ; \\ d = (2/3) \times f'_d = 26^\circ.67; \end{array} \right. \\ \text{combinazioni con coefficienti parziali M2:} & \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{f'} = 1.25; \\ f'_d = \arctan[\tan(f'_k) / \gamma_{f'}] = 33^\circ.87; \\ d = (2/3) \times f'_d = 22^\circ.58; \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\psi = 90^\circ; e = 0^\circ;$$

$$L = 21.80 \text{ m}; B = 16.50 \text{ m};$$

$$k_h = 0.011; k_v = \pm 0.0055;$$

sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{18}{19 - 10.10} \times \frac{0.011}{1 - 0.0055} = 0.022370$$

$$\vartheta = 1^\circ.28$$

1) combinazioni con coefficienti parziali M1:

spinta sismica:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 40 - 1.28)}{\cos(1.28) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.28 - 26.67) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 26.67) \times \sin(40 - 0 - 1.28)}{\sin(90 - 1.28 - 26.67) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.2113$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 8.90 \times (1 - 0.0055) \times 0.2113 \times 4.70^2 \times 21.80 = 20.65 \times 35.55 = 734.20 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 734.20 \times \cos(90 - 90 + 26.67) = 656.11 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 734.20 \times \sin(90 - 90 + 26.67) = 329.51 \text{ KN}$$

bracci della spinta sismica:

$$b_{S'_{a-sism}(O)} = \frac{\frac{H}{3} \cdot S'_a + \frac{H}{2} \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{\frac{4.70}{3} \times 698.39 + \frac{4.70}{2} \times 35.81}{734.20} = 1.60 \text{ m}$$

$$b_{S'_{a-sism}(V)-mare} = 0$$

$$b_{S'_{a-sism}(V)-porto} = B = 16.50 \text{ m}$$

incremento di spinta sismica:

$$\Delta S'_{a-sism} = S'_{a-sism} - S'_a = 734.20 - 698.39 = 35.81 \text{ KN}$$

$$\Delta S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism}(o) - S'_a(o) = 656.11 - 624.10 = 32.01 \text{ KN}$$

$$\Delta S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism}(v) - S'_a(v) = 329.51 - 313.44 = 16.07 \text{ KN}$$

bracci dell'incremento di spinta sismica:

$$b_{\Delta S'_{a-sism}(O)} = \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m}$$

$$b_{\Delta S'_{a-sism}(V)-mare} = 0$$

$$b_{\Delta S'_{a-sism}(V)-porto} = B = 16.50 \text{ m}$$

2) combinazioni con coefficienti parziali M2:

spinta sismica:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 33.87 - 1.28)}{\cos(1.28) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.28 - 22.58) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(33.87 + 22.58) \times \sin(33.87 - 0 - 1.28)}{\sin(33.87 - 1.28 - 22.58) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.2685$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 8.90 \times (1 - 0.0055) \times 0.2685 \times 4.70^2 \times 21.80 = 26.24 \times 35.55 = 932.98 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 932.98 \times \cos(90 - 90 + 22.58) = 861.45 \text{ KN}$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 932.98 \times \sin(90 - 90 + 22.58) = 358.27 \text{ KN}$$

bracci della spinta sismica:

$$b_{S'_{a-sism}(O)} = \frac{\frac{H}{3} \cdot S'_a + \frac{H}{2} \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{\frac{4.70}{3} \times 893.00 + \frac{4.70}{2} \times 39.97}{932.98} = 1.60 \text{ m}$$

$$b_{S'_{a-sism}(V)-mare} = 0$$

$$b_{S'a-sism(V)-porto} = B = 16.50m$$

incremento di spinta sismica:

$$\Delta S'_{a-sism} = S'_{a-sism} - S'_a = 932.98 - 893.00 = 39.97 KN$$

$$\Delta S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism}(o) - S'_a(o) = 861.45 - 824.54 = 36.91 KN$$

$$\Delta S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism}(v) - S'_a(v) = 358.27 - 342.92 = 15.35 KN$$

bracci dell'incremento di spinta sismica:

$$b_{\Delta S'a-sism(o)} = \frac{H}{2} = 2.35m$$

$$b_{\Delta S'a-sism(V)-mare} = 0$$

$$b_{\Delta S'a-sism(V)-porto} = B = 16.50m$$

sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} = \frac{18}{19 - 10.10} \times \frac{0.011}{1 + 0.0055} = 0.0221268$$

$$\vartheta = 1^\circ.27$$

3) combinazioni con coefficienti parziali M1:

spinta sismica:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 40 - 1.27)}{\cos(1.27) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.27 - 26.67) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 26.67) \times \sin(40 - 0 - 1.27)}{\sin(90 - 1.27 - 26.67) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.2111$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 8.90 \times (1 + 0.0055) \times 0.2111 \times 4.70^2 \times 35.55 = 20.87 \times 35.55 = 741.87 KN$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 741.87 \times \cos(90 - 90 + 26.67) = 662.96 KN$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 741.87 \times \sin(90 - 90 + 26.67) = 332.95 KN$$

bracci della spinta sismica:

$$b_{S'a-sism(o)} = \frac{\frac{H}{3} \cdot S'_a + \frac{H}{2} \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{\frac{4.70}{3} \times 698.39 + \frac{4.70}{2} \times 43.49}{741.87} = 1.61m$$

$$b_{S'a-sism(V)-mare} = 0$$

$$b_{S'a-sism(V)-porto} = B = 16.50m$$

incremento di spinta sismica:

$$\Delta S'_{a-sism} = S'_{a-sism} - S'_a = 741.87 - 698.39 = 43.49 KN$$

$$\Delta S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism}(o) - S'_a(o) = 662.96 - 624.10 = 38.86 KN$$

$$\Delta S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism}(v) - S'_a(v) = 332.95 - 313.44 = 19.52 KN$$

bracci dell'incremento di spinta sismica:

$$b_{\Delta S'a-sism(o)} = \frac{H}{2} = 2.35m$$

$$b_{\Delta S'a-sism(V)-mare} = 0$$

$$b_{\Delta S' a-sism(V)-porto} = B = 16.50m$$

4) combinazioni con coefficienti parziali M2:

spinta sismica:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 33.87 - 1.27)}{\cos(1.27) \times \sin^2(90) \times \sin(90 - 1.27 - 22.58) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(33.87 + 22.58) \times \sin(33.87 - 0 - 1.27)}{\sin(33.87 - 1.27 - 22.58) \times \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.2683$$

$$S'_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 8.90 \times (1 + 0.0055) \times 0.2683 \times 4.70^2 \times 35.55 = 26.52 \times 35.55 = 942.79 KN$$

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta) = 942.79 \times \cos(90 - 90 + 22.58) = 870.51 KN$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \sin(\psi - 90 + \delta) = 942.79 \times \sin(90 - 90 + 22.58) = 362.03 KN$$

bracci della spinta sismica:

$$b_{S' a-sism(o)} = \frac{\frac{H}{3} \cdot S'_a + \frac{H}{2} \cdot \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}} = \frac{\frac{4.70}{3} \times 893.00 + \frac{4.70}{2} \times 49.79}{942.79} = 1.61m$$

$$b_{S' a-sism(V)-mare} = 0$$

$$b_{S' a-sism(V)-porto} = B = 16.50m$$

incremento di spinta sismica:

$$\Delta S'_{a-sism} = S'_{a-sism} - S'_a = 942.79 - 893.00 = 49.79 KN$$

$$\Delta S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism}(o) - S'_a(o) = 870.51 - 824.54 = 45.97 KN$$

$$\Delta S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism}(v) - S'_a(v) = 362.03 - 342.92 = 19.12 KN$$

bracci dell'incremento di spinta sismica:

$$b_{\Delta S' a-sism(o)} = \frac{H}{2} = 2.35m$$

$$b_{\Delta S' a-sism(V)-mare} = 0$$

$$b_{\Delta S' a-sism(V)-porto} = B = 16.50m$$

5.2.1. Forze d'inerzia cassone e sovrastruttura

Si calcolano come prodotto dei pesi per i coefficienti sismici; nel caso di verifiche SLU-SLV, le forze d'inerzia orizzontale e verticale valgono:

cassone tipo "2":

$$F_{in}(o) = k_h \cdot P = 0.013 \times 165887.23 = 2156.53 KN$$

$$F_{in}(v) = \pm k_v \cdot P = \pm 0.0065 \times 165887.23 = \pm 1078.27 KN$$

cassone tipo "2-ter":

$$F_{in}(o) = k_h \cdot P = 0.013 \times 145968.78 = 1897.59 KN$$

$$F_{in}(v) = \pm k_v \cdot P = \pm 0.0065 \times 145968.78 = \pm 948.80 KN$$

5.2.1. Forze d'inerzia massi da scogliera su dente di fondazione (lato mare)

La forza d'inerzia verticale dipende dal peso di volume sommerso dei massi, mentre la forza d'inerzia orizzontale, in condizioni di "acqua libera", dipende dal peso di volume del secco dei massi; valgono le relazioni seguenti:

forza d'inerzia orizzontale (a metro lineare di profondità): $F_{in-massi}(o) = k_h \cdot P_{d-massi}$

forza d'inerzia verticale (a metro lineare di profondità): $F_{in-massi}(v) = \pm k_v \cdot P_{massi}$

peso dei massi, secco (a metro lineare di profondità): $P_{d-massi} = \gamma_d \cdot b \cdot h$

peso dei massi, sommerso (a metro lineare di profondità): $P_{massi} = \gamma' \cdot b \cdot h$

braccio della componente orizzontale della $F_{in-massi}$: $b_{Fin-massi(o)} = h / 2 + h_s$

braccio della componente verticale della $F_{in-massi}$ - polo lato mare: $b_{Fin-massi(v)mare} = b / 2$

braccio della componente verticale della $F_{in-massi}$ - polo lato porto: $b_{Fin-massi(v)porto} = B - b / 2$

nelle relazioni:

γ_d = peso di volume del secco dei massi;

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso di volume sommerso dei massi;

γ = peso di volume saturo dei massi;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

k_h, k_v = coefficiente sismico orizzontale e verticale;

h = altezza massi da scogliera su dente di fondazione del cassone;

b = larghezza dente di fondazione del cassone;

h_s = altezza solettone di fondazione cassone;

B = larghezza fondazione cassone.

Calcolo delle forze d'inerzia massi da scogliera su dente fondazione lato mare (cassone tipo "2" e tipo "2-ter")

$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$; $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 8.90 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$;

$h = 3.90 \text{ m}$; $b = 1.50 \text{ m}$; $h_s = 0.80 \text{ m}$; $B = 16.50 \text{ m}$; $L = 35.55 \text{ m}$;

$k_h = 0.013$; $k_v = \pm 0.0065$;

peso dei massi - secco : $P_{d-massi} = \gamma_d \cdot b \cdot h \cdot L = 18 \times 1.50 \times 3.90 \times 35.55 = 3743.42 \text{ KN}$

peso dei massi - sommerso: $P_{massi} = \gamma' \cdot b \cdot h \cdot L = 8.90 \times 1.50 \times 3.90 \times 35.55 = 1850.91 \text{ KN}$

forza d'inerzia orizzontale: $F_{in-massi}(o) = k_h \cdot P_{d-massi} = 0.013 \times 3743.42 = 48.66 \text{ KN}$

forza d'inerzia verticale: $F_{in-massi}(v) = \pm k_v \cdot P_{massi} = \pm 0.0065 \times 1850.91 = \pm 12.03 \text{ KN}$

braccio componente orizzontale della $F_{in-massi}$: $b_{Fin-massi(o)} = h / 2 + h_s = 2.75 \text{ m}$

braccio componente verticale della $F_{in-massi}$ - polo lato mare: $b_{Fin-massi(v)mare} = b / 2 = 0.75 \text{ m}$

braccio componente verticale della $F_{in-massi}$ - polo lato porto: $b_{Fin-massi(v)porto} = B - b / 2 = 15.75 \text{ m}$

5.2.1. Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche

Si calcola integrando l'espressione di Westergaard (1933):

$$u(z)_{din} = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

in cui:

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

H = altezza della parete su cui agisce la spinta idrodinamica;

z = ordinata positiva verso il basso con origine sul l.m.m.;

dall'integrazione si ottiene il valore della spinta (a metro lineare di profondità) applicata a $0.4H$ dal fondo della parete:

$$U_{din} = \pm \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Calcolo della spinta idrodinamica

cassone tipo "2":

$k_h = 0.013$; $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$; $H = 17.5 \text{ m}$; $L = 35.55 \text{ m}$;

spinta idrodinamica: $U_{din} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = \frac{7}{12} \times 0.013 \times 10.10 \times 17.5^2 \times 35.55 = 833.87 \text{ KN}$

braccio: $b_{U_{din}} = 0.4 \cdot H = 0.4 \times 17.5 = 7.00 \text{ m}$

cassone tipo "2-ter":

$k_h = 0.013$; $\gamma_w = 10.10 \text{ KN/m}^3$; $H = 15.5 \text{ m}$; $L = 35.55 \text{ m}$;

spinta idrodinamica: $U_{din} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = \frac{7}{12} \times 0.013 \times 10.10 \times 15.5^2 \times 35.55 = 654.16 \text{ KN}$

braccio: $b_{U_{din}} = 0.4 \cdot H = 0.4 \times 15.5 = 6.20 \text{ m}$

La spinta è applicata su entrambe le pareti del cassone (lato mare e lato porto).

4.10. RIEPILOGO DELLE AZIONI IN ESERCIZIO

Nella tabella seguente si riportano le intensità e i bracci, rispetto ai poli lato mare (O_m), lato porto (O_p) e piano di posa della fondazione, delle componenti orizzontale e verticale delle azioni in esercizio sul cassone tipo "2" e tipo "2-ter".

Convenzione segno del verso delle componenti orizzontali: lato porto: + ; lato mare: -

Convenzione segno del verso delle componenti verticali: g: + ; -g: -

Riepilogo azioni sul cassone in esercizio (cassone tipo "2")

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Braccio p.p. cassone		Componente verticale	Braccio polo O _m	Braccio polo O _p
		[KN]	[m]		[KN]	[m]	[m]
PERMANENTI (G1)							
Peso proprio alleggerito (in acqua) cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		99518.26	8.51	7.99
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare (*)	U _{idr-mare}	54980.30	5.83		-	-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto (*)	U _{idr-porto}	-54980.30	5.83		-	-	-
(*) Non considerate nelle verifiche globali in presenza delle azioni di cresta/cavo legate al moto ondoso							
PERMANENTI (G2)							
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-		1850.91	0.75	15.75
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M1)	S' _a	624.10	1.57		313.44	0.00	16.50
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M2)	S' _a	824.54	1.57		342.92	0.00	16.50
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSO (Q1)							
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25791.35	11.88		- 6337.68	6.50	10.00
Cavo (T _r =50 anni)	F _{cavo}	- 23241.70	8.10		10758.05	6.50	10.00
bitta	V _b , N _b	707.11	20.40		-707.11	13.60	2.90
ECCEZIONALI LEGATE AL MOTO ONDOSO (A)							
Cresta (T _r =220 anni)	F _{cresta}	30868.28	11.76		- 8124.48	6.50	10.00
Cavo (T _r =220 anni)	F _{cavo}	- 25009.42	8.01		11776.80	6.50	10.00
SISMICHE (E)							
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	833.87	7.00		-	-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	833.87	7.00		-	-	-
sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑							
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	2156.53	8.78		- 1078.27	8.59	7.91
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	2.75		- 12.03	0.75	15.75
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M1)	ΔS' _{a-sism}	38.02	2.35		19.09	0.00	16.50
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	43.85	2.35		18.23	0.00	16.50
sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓							
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	2156.53	8.78		1078.27	8.59	7.91
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	2.75		12.03	0.75	15.75
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M1)	ΔS' _{a-sism}	46.11	2.35		23.16	0.00	16.50
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	54.55	2.35		22.68	0.00	16.50

Riepilogo azioni sul cassone in esercizio (cassone tipo “2-ter”)

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Braccio p.p. cassone		Componente verticale	Braccio polo O _m	Braccio polo O _p
		[KN]	[m]		[KN]	[m]	[m]
PERMANENTI (G1)							
Peso proprio alleggerito (in acqua) cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		89145.22	8.54	7.96
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare (*)	U _{idr-mare}	43131.48	5.17		-	-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto (*)	U _{idr-porto}	-43131.48	5.17		-	-	-
(*) Non considerate nelle verifiche globali in presenza delle azioni di cresta/cavo legate al moto ondoso							
PERMANENTI (G2)							
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-		1850.91	0.75	15.75
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M1)	S' _a	624.10	1.57		313.44	0.00	16.50
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M2)	S' _a	824.54	1.57		342.92	0.00	16.50
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSO (Q1)							
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25309.81	10.61		- 7457.87	6.50	10.00
Cavo (T _r =50 anni)	F _{cavo}	- 19700.51	7.13		10575. 51	6.50	10.00
bitta	V _b , N _b	707.11	18.40		-707.11	13.60	2.90
ECCEZIONALI LEGATE AL MOTO ONDOSO (A)							
Cresta (T _r =220 anni)	F _{cresta}	30324.85	10.52		- 9436.74	6.50	10.00
Cavo (T _r =220 anni)	F _{cavo}	- 21086.55	7.04		11536.53	6.50	10.00
SISMICHE (E)							
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	654.16	6.20		-	-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	654.16	6.20		-	-	-
sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑							
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	1897.59	7.89		- 948.80	8.64	7.86
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	2.75		- 12.03	0.75	15.75
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M1)	ΔS' _{a-sism}	38.02	2.35		19.09	0.00	16.50
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	43.85	2.35		18.23	0.00	16.50
sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓							
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	1897.59	7.89		948.80	8.64	7.86
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	2.75		12.03	0.75	15.75
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M1)	ΔS' _{a-sism}	46.11	2.35		23.16	0.00	16.50
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	54.55	2.35		22.68	0.00	16.50

5. VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DEI CASSONI

Le verifiche geotecniche e di equilibrio eseguite sui cassoni del prolungamento dell'Antemurale di Ponente, consistono nelle verifiche geotecniche a scorrimento e al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e nella verifica di stabilità del cassone come corpo rigido (ribaltamento). Per l'analisi di stabilità globale ed il calcolo dei cedimenti si rimanda al paragrafo "1" della presente relazione.

5.1. COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche dei cassoni sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite ultimi (SLU):

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- SLU di equilibrio come corpo rigido (EQU):
 - ribaltamento;
- SLU connessi l'azione eccezionale:
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
 - ribaltamento;
- SLU connessi all'azione sismica - stato limite di salvaguardia della vita (SLV):
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
 - ribaltamento;

Per ogni SLU deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

in cui:

E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico o strutturale.

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche, sono descritte in normativa al punto 2.5.3; con riferimento alle azioni agenti sui cassoni e descritte in precedenza, le combinazioni agli SLU si ricavano a partire da quelle fondamentali:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE
valida per SLU : $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$

COMBINAZIONE SISMICA
valida per SLU connessi con l'azione sismica : $E + G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$

in cui:

G_1 : azioni permanenti strutturali (pesi propri elementi strutturali, pressione idrostatica dell'acqua);

G_2 : azioni permanenti non strutturali;

Q_{k1} : azione variabile dominante (cresta/cavo per $T_r=50$ anni o tiro bitta);

Q_{k2} : azione variabile non dominante (tiro bitta o cresta/cavo per $T_r=50$ anni);

A: azione eccezionale legata al moto ondoso (cresta o cavo per $T_r=220$ anni);

E: azione sismica;

γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni permanenti strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{G2} : coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{Qj} : coefficiente parziale per l'azione variabile j nelle combinazioni SLU;

ψ_{02} : coefficiente di combinazione per l'azione variabile non dominante nelle combinazioni SLU;

ψ_{2j} : coefficiente di combinazione per l'azione variabile j nella combinazione sismica.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ , utilizzati nelle verifiche, sono riportati nella tabella seguente:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Tiro bitta	0.6	0.2	0
Cresta / Cavo	0.6	0.2	0

I valori sono stati ricavati dalla tab. 2.5.I D.M. 14 Gennaio 2008 e dal Disciplinare di gara, assumendo per l'azione di cresta e cavo d'onda e per il tiro bitta, i coefficienti di combinazione dell'azione del vento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi geotecnici (GEO), è stato seguito l'Approccio 1 del D.M. 14 Gennaio 2008. Tale approccio prevede 2 combinazioni (Combinazione 1, Combinazione 2) nelle quali si impiegano 2 gruppi diversi di coefficienti parziali per azioni (A), resistenza dei materiali (M) e resistenza globale del sistema (R). Con riferimento a tali coefficienti parziali:

- per il dimensionamento geotecnico è stata utilizzata la Combinazione 2 (che, per il caso in esame è più gravosa della Combinazione 1-STR):
 - scorrimento piano di posa: Approccio 1-COMBINAZIONE 2-GEO (A2+M2+R2);
 - verifica di capacità portante: Approccio 1-COMBINAZIONE 2-GEO (A2+M2+R2);
- per la verifica di equilibrio come corpo rigido:
 - ribaltamento: COMBINAZIONE (EQU+M2);

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali (γ_F) per le azioni, per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), e per la resistenza globale (γ_R) indicati nella normativa (tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I):

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per lo stato limite EQU di ribaltamento sono stati utilizzati i coefficienti parziali (γ_f) per le azioni indicati in tab. 2.6.I

Tabella 2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_f	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nelle verifiche agli SLU connessi con l'azione sismica, come gruppi di coefficienti parziali è stato seguito l'Approccio 1 - COMBINAZIONE 2 del D.M. 14 Gennaio 2008, ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali γ per le azioni (A), ed utilizzando i coefficienti parziali per i parametri di resistenza del terreno (M2) e per la resistenza globale del sistema geotecnico (R2).

In definitiva, a partire dalle combinazioni fondamentali, sono risultate n.7 combinazioni agli SLU secondo il D.M. 14 Gennaio 2008, oltre a n. 2 combinazioni secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle Dighe Marittime 1996:

n.	Scorimento /Carico limite	Ribaltamento	COMBINAZIONE
COMBINAZIONI STATICHE			
1	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	cresta dominante con tiro bitta: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ (cresta Tr=50 anni) + $\gamma_{Q2} \cdot \psi_{Q2} \cdot Q_{k2}$ (bitta)
2	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	bitta dominante con cresta: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ (bitta) + $\gamma_{Q2} \cdot \psi_{Q2} \cdot Q_{k2}$ (cresta Tr=50 anni)
3	SLU GEO (A2+M2+R2)	(EQU+M2)	cavo: $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ (cavo Tr=50 anni)
COMBINAZIONI ECCEZIONALI			
4	ECC GEO (1+M2+R2)	ECC-EQU (1+M2)	eccezionale cresta (ψ_2 bitta =0): $G1 + G2 + A$ (cresta Tr=220 anni)
5	ECC GEO (1+M2+R2)	ECC-EQU (1+M2)	eccezionale cavo (ψ_2 bitta =0): $G1 + G2 + A$ (cavo Tr=220 anni)
COMBINAZIONI SISMICHE			
Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$			
6	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$ (ψ_2 cresta/cavo = ψ_2 bitta =0): $E + G1 + G2$
Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$			
7	SLV-GEO (1+M2+R2)	SLV-EQU (1+M2)	Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$ (ψ_2 cresta/cavo = ψ_2 bitta =0): $E + G1 + G2$
COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME			
8	SCOR / RIB / Pmax terreno		cresta Tr=220 anni: $G + Q$

9	SCOR / RIB / Pmax terreno	cavo Tr=220 anni: G + Q
---	---------------------------	----------------------------

5.2. VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica allo SLU – scorrimento del cassone sul piano di posa della fondazione, si effettua controllando che risulti, per ogni combinazione: $E_d \leq R_d$

in cui:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Ponendo $R_d = R / \gamma_R$ la relazione di verifica può essere scritta anche come: $R / E_d \geq \gamma_R$

in cui:

- R è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico a meno del coefficiente parziale per la resistenza globale;
- γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza globale.

La resistenza "R" è data da: $R = R_v \mu_d$

in cui:

R_v è la risultante delle azioni verticali sul cassone;

μ_d è il valore di progetto del coefficiente di attrito-adesione fondazione-terreno.

- E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni dato da: $E_d = R_o$

in cui R_o è la risultante delle azioni orizzontali sul cassone.

Per la verifica deve quindi risultare: $R / E_d = R_v \mu_d / R_o \geq \gamma_R$

Si analizzano le n.9 combinazioni di carico descritte al paragrafo precedente; in particolare si riporta il dettaglio del calcolo per le 2 combinazioni più gravose in assenza / in presenza di sisma, mentre la sintesi dei risultati della verifica a scorrimento è riportata al successivo paragrafo.

▪ Scorrimento: combinazione n.1 STATICA SLU-GEO (A2+M2+R2) – Cresta dominante con tiro bitta

Combinazione : $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ (cresta Tr=50 anni) + $\gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ (bitta)

A2 - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1$, $\gamma_{G2}=0$ fav. / =1.3 sfav., γ_{Q1} , $\gamma_{Q2}=0$ fav. / =1.3 sfav.

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_\gamma=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficiente di combinazione $\Psi_{02-bitta}=0.6$

coefficiente di attrito fondazione-terreno di calcolo: $\mu_d = \mu / \gamma_F = 0.6 / 1.25 = 0.48$

cassone tipo "2":

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Coefficiente parziale		Componente verticale	Coefficiente parziale
		[KN]	γ_F		[KN]	γ_F
PERMANENTI (G1)						
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		99518.26	1
PERMANENTI (G2)						
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-		1850.91	0
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M2)	S' _a	824.54	0		342.92	0

VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSO (Q)						
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25791.35	1.3		- 6337.68	1.3
bitta	V _b ·N _b	707.11	1.3x0.6		-707.11	1.3x0.6
Risultanti	R	R ₀ =34080.30 KN			R _v =90727.73 KN	
Verifica	R / E _d	R / E _d = R _v μ _d / R ₀ = 1.28 > γ _R = 1				

cassone tipo “2-ter”:

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Coefficiente parziale		Componente verticale	Coefficiente parziale
		[KN]	γ_F		[KN]	γ_F
PERMANENTI (G1)						
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		89145.22	1
PERMANENTI (G2)						
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-		1850.91	0
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M2)	S' _a	824.54	0		342.92	0
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSI (Q)						
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25309.81	1.3		- 7457.87	1.3
bitta	V _b ·N _b	707.11	1.3x0.6		-707.11	1.3x0.6
Risultanti	R	R ₀ =33454.44 KN			R _v =78898.44 KN	
Verifica	R / E _d	R / E _d = R _v μ _d / R ₀ = 1.13 > γ _R = 1				

▪ Scorrimento: combinazione n.6 SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) – Sisma $\downarrow$ Finerzia $\uparrow$

Combinazione: $E + G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2}$

A - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1$, $\gamma_{G2}=1$

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_{F1}=1.25$, $\gamma_{F2}=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficiente di combinazione ψ_2 cresta/cavo = ψ_2 bitta =0:

coefficienti sismici: $k_h=0.013$, $k_v=0.0065$

coefficiente di attrito fondazione-terreno di calcolo: $\mu_d = \mu / \gamma_F = 0.6 / 1.25 = 0.48$

cassone tipo “2”:

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Coeff. parziale		Componente verticale	Coeff. parziale
		[KN]	γ_F		[KN]	γ_F
PERMANENTI (G1)						
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		99518.26	1
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	54980.30	1		-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	- 54980.30	1		-	-
PERMANENTI (G2)						
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-		1850.91	1
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M2)	S' _a	824.54	1		342.92	1
SISMICHE (E) Sisma↓F _{inerzia} ↑						
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	833.87	1		-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	833.87	1		-	-

Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F_{in}	2156.53	1	- 1078.27	1
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	$F_{in-massi}$	48.66	1	- 12.03	1
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	$\Delta S'_{a-sism}$	43.85	1	18.23	1
Risultanti	R	$R_o=4741.32$ KN		$R_v=100640.02$ KN	
Verifica	R / E_d	$R / E_d = R_v \mu_d / R_o = 10.19 > \gamma_R = 1$			

cassone tipo "2-ter":

AZIONI	Simbolo	Componente orizzontale	Coeff. parziale		Componente verticale	Coeff. parziale
		[KN]	γ_F		[KN]	γ_F
PERMANENTI (G1)						
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-		89145.22	1
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	43131.48	1		-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	- 43131.48	1		-	-
PERMANENTI (G2)						
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-		1850.91	1
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (comb. M2)	S' _a	824.54	1		342.92	1
SISMICHE (E) Sisma↓F _{inerzia} ↑						
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	654.16	1		-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	654.16	1		-	-
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	1897.59	1		- 948.80	1
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	1		- 12.03	1
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	43.85	1		18.23	1
Risultanti	R	R _o =4122.96 KN			R _v =90396.45 KN	
Verifica	R / E _d	R / E _d = R _v μ _d / R _o = 10.52 > γ _R = 1				

5.2.1. SINTESI DEI RISULTATI (SCORRIMENTO)

Nella tabella seguente è riportata la sintesi della verifica di scorrimento per il cassone tipo "2":

	COMBINAZIONE	R_v [KN]	R_o [KN]	$R / E_d = R_v \mu_d / R_o$	γ_R
n.	COMBINAZIONI STATICHE				
1	SLU GEO (A2+M2+R2) - cresta dominante (Tr=50 anni) con tiro bitta	90727.73	34080.30	1.28	1
2	SLU GEO (A2+M2+R2) - bitta dominante con cresta (Tr=50 anni)	93655.63	21036.50	2.14	1
3	SLU GEO (A2+M2+R2) - cavo (Tr=50 anni)	113503.73	-30214.21	1.80	1
	COMBINAZIONI ECCEZIONALI				
4	ECC GEO (1+M2+R2) - eccezionale cresta (Tr=220 anni)	93587.61	31692.82	1.42	1
5	ECC GEO (1+M2+R2) - eccezionale cavo (Tr=220 anni)	113488.89	-24184.88	2.25	1
	COMBINAZIONI SISMICHE				
6	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$	100640.02	4741.32	10.19	1
7	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$	102825.07	4752.02	10.39	1
	COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME	R_v [KN]	R_o [KN]	$R_v \mu / R_o$	C_s
8	cresta Tr=220 anni	92851.02	32199.49	1.73	1.4
9	cavo Tr=220 anni	112440.66	-24385.32	2.77	1.4

Per il cassone tipo “2-ter” si ottiene:

	COMBINAZIONE	R_v [KN]	R_o [KN]	$\frac{R}{E_d} = \frac{R_v \mu_d}{R_o}$	γ_R
n.	COMBINAZIONI STATICHE				
1	SLU GEO (A2+M2+R2) - cresta dominante (Tr=50 anni) con tiro bitta	78898.44	33454.30	1.13	1
2	SLU GEO (A2+M2+R2) - bitta dominante con cresta (Tr=50 anni)	82408.84	20660.89	1.91	1
3	SLU GEO (A2+M2+R2) - cavo (Tr=50 anni)	102893.38	-25610.66	1.93	1
	COMBINAZIONI ECCEZIONALI				
4	ECC GEO (1+M2+R2) - eccezionale cresta (Tr=220 anni)	81902.31	31149.39	1.26	1
5	ECC GEO (1+M2+R2) - eccezionale cavo (Tr=220 anni)	102875.58	-20262.01	2.44	1
	COMBINAZIONI SISMICHE				
6	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$	90396.45	4122.96	10.52	1
7	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$	92322.56	4133.66	10.72	1
	COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME	R_v [KN]	R_o [KN]	$R_v \mu / R_o$	C_s
8	cresta Tr=220 anni	81165.72	31656.06	1.54	1.4
9	cavo Tr=220 anni	102846.10	-20462.45	3.02	1.4

Il rapporto R / E_d , (resistenze / effetto delle azioni) esprime il rapporto tra la risultante delle azioni verticali moltiplicata per il coefficiente di attrito fondazione-terreno e la risultante delle azioni orizzontali sul piano di posa della fondazione; la verifica di scorrimento è soddisfatta risultando sempre $R / E_d > \gamma_R = 1$ (N.T. 2008) e $R_v \mu / R_o > C_s = 1.4$ (I.T. CNR 1996).

5.3. VERIFICA A RIBALTAMENTO

Nella verifica allo SLU – ribaltamento il cassone, viene trattato come corpo rigido; fissato il polo di calcolo dei momenti (O_m =polo lato mare, O_p =polo lato porto), deve risultare, per ogni combinazione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore di progetto delle azioni “ E_d ” è dato da:

$$E_d = M_{RIB}$$

in cui M_{RIB} è la sommatoria dei momenti ribaltanti rispetto al polo di calcolo.

La resistenza “ R_d ” è data dai momenti stabilizzanti:

$$R_d = M_{STAB}$$

in cui M_{STAB} è la sommatoria dei momenti stabilizzanti rispetto al polo di calcolo.

Per la verifica deve quindi risultare:

$$R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB} \geq 1$$

Si analizzano le n.9 combinazioni di carico descritte nei paragrafi precedenti; in particolare si riporta il dettaglio del calcolo per le 2 combinazioni più gravose in assenza / in presenza di sisma, mentre la sintesi dei risultati della verifica a ribaltamento è riportata al successivo paragrafo.

▪ Ribaltamento: combinazione n.1 STATICA SLU- (EQU+M2) – Cresta dominante con tiro bitta

Combinazione : $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ (cresta $T_r=50$ anni) + $\gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ (bitta)

EQU - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=0.9$ favorevole, $\gamma_{G1}=1.1$ sfavorevole,

$\gamma_{G2}=0$ favorevole, $\gamma_{G2}=1.5$ sfavorevole

$\gamma_{Q1}=0$ favorevole, $\gamma_{Q1}=1.5$ sfavorevole

$\gamma_{Q2}=0$ favorevole, $\gamma_{Q2}=1.5$ sfavorevole

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_Y=1$

coefficiente di combinazione $\Psi_{02-bitta}=0.6$

Polo dei momenti (lato porto): O_p ; Momenti stabilizzanti: + ; Momenti ribaltanti: -

cassone tipo “2”:

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastuttura	P _{all}	-	-	-	-	99518.26	0.9	7.99	715635.81
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	0	15.75	0.00
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	0	1.57	0.00	342.92	0	16.50	0.00
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSO (Q)									
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25791.35	1.5	11.88	-459601.86	- 6337.68	1.5	10.00	-95065.20
bitta	V _{b2} N _b	707.11	1.5x0.6	20.40	-12982.54	- 707.11	1.5x0.6	2.90	-1845.56
Momenti risultanti	M	M _{STAB} =715635.81 KNm				M _{RIB} =- 569495.15 KNm			
Verifica	R _d / E _d	R _d / E _d = M _{STAB} / M _{RIB} = 1.26 > 1							

cassone tipo “2-ter”:

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastuttura	P _{all}	-	-	-	-	89145.22	0.9	7.96	638636.36
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	0	15.75	0.00
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	0	1.57	0.00	342.92	0	16.50	0.00
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSO (Q)									
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25309.81	1.5	10.61	-402805.63	- 7457.87	1.5	10.00	-111868.05
bitta	V _{b2} .N _b	707.11	1.5x0.6	18.40	-11709.74	- 707.11	1.5x0.6	2.90	-1845.56
Momenti risultanti	M	M _{STAB} =638636.36 KNm				M _{RIB} =- 528228.97 KNm			
Verifica	R _d / E _d	R _d / E _d = M _{STAB} / M _{RIB} = 1.21 > 1							

▪ **Ribaltamento: combinazione n.6 SISMICA SLV-EQU (1+M2+R2) – Sisma** $\downarrow$ **Finerzia** $\uparrow$

Combinazione: $E + G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2}$

A - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1, \gamma_{G2}=1, \gamma_{Q1}=1$

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25, \gamma_\gamma=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficiente di combinazione ψ_2 cresta/cavo = ψ_2 bitta = 0:

coefficienti sismici: $k_h=0.013, k_v= - 0.0065$

Polo dei momenti (lato porto): O_p ; Momenti stabilizzanti: + ; Momenti ribaltanti: -

cassone tipo “2”:

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-	-	-	99518.26	1	7.99	795150.90
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	54980.30	1	5.83	-320535.15	-	-	-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	- 54980.30	1	5.83	320535.15	-	-	-	-
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	1	15.75	29151.83
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	1	1.57	- 1294.53	342.92	1	16.50	5658.18
SISMICHE (E) Sisma↓F _{inerzia} ↑									
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	833.87	1	7.00	- 5837.09	-	-	-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	833.87	1	7.00	- 5837.09	-	-	-	-
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	2156.53	1	8.78	- 18934.33	- 1078.27	1	7.91	- 8529.12
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	1	2.75	- 133.82	- 12.03	1	15.75	- 189.47
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	43.85	1	2.35	- 103.05	18.23	1	16.50	300.80
Momenti risultanti	M	M _{STAB} =1149399.28 KNm				M _{RIB} = - 359996.07 KNm			
Verifica	R _d / E _d	R _d / E _d = M _{STAB} / M _{RIB} = 3.19 > 1							

cassone tipo "2-ter":

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-	-	-	89145.22	1	7.96	709595.95
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	43131.48	1	5.17	-222989.75	-	-	-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	-43131.48	1	5.17	222989.75	-	-	-	-
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	1	15.75	29151.83
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	1	1.57	- 1294.53	342.92	1	16.50	5658.18
SISMICHE (E) Sisma↓F _{inerzia} ↑									
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	654.16	1	6.20	- 4055.79	-	-	-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	654.16	1	6.20	- 4055.79	-	-	-	-
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	1897.59	1	7.89	- 14971.99	- 948.80	1	7.86	- 7457.57
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	1	2.75	- 133.82	- 12.03	1	15.75	- 189.47
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	43.85	1	2.35	- 103.05	18.23	1	16.50	300.80
Momenti risultanti	M	M _{STAB} =966298.94 KNm				M _{RIB} = - 253854.18 KNm			
Verifica	R _d / E _d	R _d / E _d = M _{STAB} / M _{RIB} = 3.81 > 1							

5.3.1. Sintesi dei risultati (ribaltamento)

Nella tabella seguente è riportata la sintesi della verifica a ribaltamento per il cassone tipo “2”:

	COMBINAZIONE	M_{STAB} [KNm]	M_{RIB} [KNm]	R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB}	$\geq$
n.	COMBINAZIONI STATICHE				
1	SLU (EQU+M2) - cresta dominante (Tr=50 anni) con tiro bitta	715635.81	-569495.15	1.26	1
2	SLU (EQU+M2) - bitta dominante con cresta (Tr=50 anni)	715635.81	-357513.73	2.00	1
3	SLU (EQU+M2) – cavo (Tr=50 anni)	762210.35	-177495.67	4.29	1
	COMBINAZIONI ECCEZIONALI				
4	ECC-EQU (1+M2) - eccezionale cresta (Tr=220 anni)	828666.38	-444255.77	1.87	1
5	ECC-EQU (1+M2) - eccezionale cavo (Tr=220 anni)	849583.10	-123776.25	6.86	1
	COMBINAZIONI SISMICHE				
6	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$	1149399.28	-359996.07	3.19	1
7	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$	1149257.19	-336777.46	3.41	1
	COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME	M_{STAB} [KNm]	M_{RIB} [KNm]	M_{STAB} / M_{RIB}	C_R
8	cresta Tr=220 anni	828494.65	-460731.44	1.80	1.5
9	cavo Tr=220 anni	849268.41	-123776.25	6.86	1.5

Per il cassone tipo “2-ter” si ottiene:

	COMBINAZIONE	M_{STAB} [KNm]	M_{RIB} [KNm]	R_d / E_d = M_{STAB} / M_{RIB}	$\geq$
n.	COMBINAZIONI STATICHE				
1	SLU (EQU+M2) - cresta dominante (Tr=50 anni) con tiro bitta	638636.36	-528228.97	1.21	1
2	SLU (EQU+M2) - bitta dominante con cresta (Tr=50 anni)	638636.36	-331396.37	1.93	1
3	SLU (EQU+M2) – cavo (Tr=50 anni)	685170.16	-107585.73	6.37	1
	COMBINAZIONI ECCEZIONALI				
4	ECC-EQU (1+M2) - eccezionale cresta (Tr=220 anni)	743111.44	-413384.82	1.80	1
5	ECC-EQU (1+M2) - eccezionale cavo (Tr=220 anni)	763982.89	-73461.87	10.40	1
	COMBINAZIONI SISMICHE				
6	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$	966298.94	-253854.18	3.81	1
7	SISMICA SLV-EQU (1+M2) - Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$	966156.85	-234559.96	4.12	1

	COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME	M_{STAB} [KNm]	M_{RIB} [KNm]	M_{STAB} / M_{RIB}	C_R
8	cresta Tr=220 anni	742939.71	-428446.27	1.73	1.5
9	cavo Tr=220 anni	763668.20	-73461.87	10.40	1.5

Il rapporto R_d / E_d , (resistenze / effetto delle azioni) esprime il rapporto tra i momenti stabilizzanti e i momenti ribaltanti rispetto al polo di calcolo; la verifica di scorrimento è soddisfatta risultando sempre $R_d / E_d > 1$ (N.T. 2008) e $M_{STAB} / M_{RIB} > 1.5$ (I.T. CNR 1996).

5.4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (CARICO LIMITE)

La verifica allo SLU – capacità portante (o carico limite) della fondazione del cassone, si effettua controllando che risulti, per ogni combinazione: $E_d \leq R_d$

in cui:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Ponendo $R_d = R / \gamma_R$ la relazione di verifica può essere scritta anche come: $R / E_d \geq \gamma_R$

in cui:

- R è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico a meno del coefficiente parziale per la resistenza globale;
- γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza globale.

La resistenza "R" è data da: $R = Q_{lim}$

in cui Q_{lim} è il carico limite;

E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni dato da: $E_d = \sigma_{t \max}$

in cui $\sigma_{t \max}$ è la pressione massima sul terreno esercitata dalla fondazione del cassone.

Il carico limite, per il caso in esame, viene calcolato con riferimento alle tensioni efficaci; si tiene conto della pressione dell'acqua considerando il peso alleggerito del cassone in acqua; per la verifica deve quindi risultare: $R / E_d = Q_{lim} / \sigma_{t \max} \geq \gamma_R$

Le combinazioni utilizzate per le verifiche di capacità portante sono le n.9 indicate al paragrafo "Verifiche geotecniche e di equilibrio - Combinazioni di carico".

Nei paragrafi seguenti è riportato il metodo di calcolo del carico limite (in assenza o presenza di sisma) e della pressione massima sul terreno.

5.4.1. Carico limite - metodo di calcolo in assenza di sisma

Per il calcolo del carico limite è stata adottata la teoria di Vesic (1975) in cui si utilizza una formula trinomia che è una estensione di quella originaria di Terzaghi; contiene coefficienti correttivi che tengono conto dell'effettiva forma della fondazione e permettono di considerare gli effetti di carichi inclinati o eccentrici, e dell'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna; consente inoltre di stabilire, per i terreni incoerenti, il tipo di meccanismo di rottura che può innescarsi (rottura generale, locale, per punzonamento). Nel caso in esame si fa riferimento al meccanismo di rottura generale ed al calcolo in condizioni drenate (tensioni efficaci).

Carico limite per meccanismo di rottura generale

L'espressione generale è la seguente:

$$q_{lim} = A_c c N_c + A_q q N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma$$

La relazione specializzata per il caso di calcolo in condizioni drenate (tensioni efficaci):
in C.D.

$$q'_{lim} = A_c c' N_c + A_q q' N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma$$

(tensioni efficaci)

I diversi fattori della formula del carico limite sono descritti nei punti seguenti.

I fattori A_c , A_q , A_γ sono coefficienti correttivi "globali" e sono dati da:

$$A_c = \zeta_c \times \xi_c \times \beta_c \times \alpha_c \times d_c$$

$$A_q = \zeta_q \times \xi_q \times \beta_q \times \alpha_q \times d_q$$

$$A_\gamma = \zeta_\gamma \times \xi_\gamma \times \beta_\gamma \times \alpha_\gamma \times d_\gamma$$

I simboli rappresentano:

ζ_c , ζ_q , ζ_γ = coefficienti di forma

ξ_c , ξ_q , ξ_γ = coefficienti di inclinazione del carico

β_c , β_q , β_γ = coefficienti di inclinazione del piano campagna

α_c , α_q , α_γ = coefficienti di inclinazione del piano di posa

d_c , d_q , d_γ = coefficienti di profondità

I fattori di capacità portante sono dati dalle seguenti relazioni:

in C.D. :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_q = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Se oltre alla forza verticale centrata Q_v , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti (M_B longitudinali o M_L trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte $B' \times L'$ nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano con le relazioni seguenti:

$$e_B = M_B / Q_v \quad \text{eccentricità trasversale del carico}$$

$$e_L = M_L / Q_v \quad \text{eccentricità longitudinale del carico}$$

$$B' = B - 2e_B \quad \text{larghezza della fondazione fittizia}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{lunghezza della fondazione fittizia}$$

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non può essere considerata nastriforme ($L'/B' \leq 5$) e si calcolano con le relazioni:

in C.D. :

$$\zeta_c = 1 + (B'/L') \times (N_q / N_c)$$

$$\zeta_q = 1 + (B'/L') \tan \phi'$$

$$\zeta_\gamma = 1 - 0.4(B'/L')$$

Se oltre alla forza verticale Q_v agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali (Q_B parallela a B o Q_L parallela a L), la risultante è inclinata ed il carico limite viene corretto dai fattori di inclinazione del carico che si calcolano con le seguenti relazioni:

in C.D. :

$$\xi_c = \xi_q - (1 - \xi_q) / N_c \tan \phi'$$

$$\xi_q = [1 - Q_h / (Q_v + c' B' L' \cot \phi')]^m$$

$$\xi_\gamma = [1 - Q_h / (Q_v + c' B' L' \cot \phi')]^{m+1}$$

nelle relazioni:

$$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0.5} \text{ risultante delle forze orizzontali}$$

$$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

$$\theta = \arctg(Q_B/Q_L)$$

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

I fattori di inclinazione del piano campagna sono applicabili per inclinazioni $\eta < 45^\circ$ e sono dati dalle seguenti relazioni:

in C.D. (valide per $\eta < \varphi'$):

$$\beta_c = 1 - \eta^\circ / 147 \text{ (}\eta \text{ in gradi)}$$

$$\beta_q = (1 - \operatorname{tg} \eta)^2$$

$$\beta_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \eta)^2$$

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione sono applicabili per inclinazioni $\varepsilon < 45^\circ$ e sono dati dalle seguenti relazioni:

in C.D. :

$$\alpha_c = 1 - \varepsilon^\circ / 147 \text{ (}\varepsilon \text{ in gradi)}$$

$$\alpha_q = (1 - \varepsilon \operatorname{tg} \varphi')^2 \text{ (}\varepsilon \text{ in rad)}$$

$$\alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \operatorname{tg} \varphi')^2 \text{ (}\varepsilon \text{ in rad)}$$

I fattori di profondità tengono conto della resistenza al taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; nelle situazioni reali, infatti, le superfici di scorrimento sono estese fino al piano campagna; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non è lecito considerare i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano attraverso le relazioni:

in C.D. :

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \operatorname{tg} f')$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

nelle relazioni, il parametro k viene calcolato in funzione del rapporto D_f/B' tra profondità del piano di posa D_f e larghezza della fondazione fittizia B' :

$$k = \begin{cases} D_f/B' & \text{se } D_f/B' \leq 1 \\ \arctg(D_f/B') & \text{se } D_f/B' > 1 \end{cases}$$

Nella formula trinomia il termine q rappresenta il sovraccarico laterale ovvero la tensione efficace in C.D. sul piano di posa; si calcola in funzione della profondità del piano di posa D_f e della profondità della falda D_w :

$$\text{in C.D.} \quad q = q' = \begin{cases} \gamma_1' D_f & \text{se fondazione sommersa} \\ \gamma_1 D_f - \gamma_w(D_f - D_w) & \text{se } D_w < D_f \\ \gamma_1 D_f & \text{se } D_w \geq D_f \end{cases}$$

Per il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione γ_2^* si assume il peso di volume sommerso γ_2' , o il peso di volume naturale γ_2 , oppure un valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

$$\gamma_2^* = \begin{cases} \gamma_2' & \text{se } 0 \leq D_w < D_f \text{ o fondazione sommersa} \\ [\gamma_2(D_w - D_f) + \gamma_2'(D_f + B - D_w)] / B & \text{se } D_f \leq D_w < D_f + B \\ \gamma_2 & \text{se } D_w \geq D_f + B \end{cases}$$

Nelle verifiche al carico limite si assumono come parametri di resistenza, quelli dello strato B calcarenite ($\phi'_{kB}=35^\circ$, $c'_{kB}=100$ KPa); dato il modesto spessore di 0.40m dello strato superficiale (strato A - sabbia), lo strato B è contenuto quasi interamente all'interno dell'altezza del cuneo (H_{cuneo}) del meccanismo di rottura, che può essere valutata con la relazione:

$$H_{cuneo} = \frac{B}{2} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'_{kB}}{2}\right) = \frac{16.50}{2} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{29^\circ.26}{2}\right) = 14.08m$$

5.4.2. Carico limite - metodo di calcolo in presenza di sisma

Per il calcolo del carico limite in presenza di sisma, è stata adottata la formulazione di Paolucci & Pecker (1997). In generale, per la verifica di capacità portante nel caso sismico occorre tener conto dell'effetto "Cinematico" (inerzia del terreno di fondazione) e dell'effetto "Inerziale" (inerzia della sovrastruttura). Dell'effetto dell'inerzia della sovrastruttura si tiene conto implicitamente quando si adottano formule trinomie con coefficienti correttivi per l'inclinazione e l'eccentricità del carico trasmesso dalla sovrastruttura al terreno di fondazione; per l'effetto cinematico, il metodo di Paolucci & Pecker introduce nella formula trinomia ulteriori coefficienti correttivi:

$$z_c \approx 1 - 0.32K_h$$

$$z_q = (1 - K_h / \tan\phi')^{0.35}$$

$$z_\gamma = z_q = (1 - K_h / \tan\phi')^{0.35}$$

nelle relazioni K_h è il coefficiente sismico orizzontale e ϕ' l'angolo di attrito del terreno di fondazione; in generale il metodo vale per $K_h < \tan\phi'$.

La formula generale del carico limite in presenza di sisma ed in C.D. (tensioni efficaci) diventa:

$$q'_{lim} = A_c c' N_c z_c + A_q q' N_q z_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma z_\gamma$$

nella formula, ad esclusione dei coefficienti correttivi z_c , z_q , z_γ , gli altri hanno lo stesso significato del caso statico.

La forza d'inerzia $K_h \times P_{\text{cassone}}$ viene trasmessa al terreno di fondazione in caso di sisma se $K_h < \tan \phi'$. Per il caso in esame, con riferimento alla verifica di capacità portante allo SLU-SLV, risulta:

$$K_h = 0.013 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$\phi_k' = 35^\circ \quad \text{angolo di attrito terreno di fondazione (valore caratteristico)}$$

$$\tan(\phi_d') = \tan(35^\circ)/1 = 0.700 > 0.013 \quad (\text{combinazioni "M1"})$$

$$\tan(\phi_d') = \tan(35^\circ)/1.25 = 0.560 > 0.013 \quad (\text{combinazioni "M2"})$$

La condizione $K_h < \tan \phi'$ è verificata ed il metodo di Paolucci & Pecker è applicabile.

5.4.3. Pressioni massime trasmesse al terreno

Le pressioni trasmesse dal cassone al terreno di fondazione, con l'ipotesi di fondazione rigida, sono date dalle relazioni seguenti:

$u = \frac{\sum M_{\text{stab}} - \sum M_{\text{rib}}}{N}$	distanza di N dallo spigolo della fondazione
$e = \frac{B}{2} - u$	eccentricità
$M = N \cdot e$	momento
Sezione interamente reagente ($e \leq B/6$):	
$\sigma_{t \min} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$	pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
$\sigma_{t \max} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$	pressione massima trasmessa al terreno di fondazione
Sezione parzializzata ($e > B/6$):	
$\sigma_{t \min} = 0$	pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
$\sigma_{t \max} = \frac{N}{3 \cdot u \cdot L}$	pressione massima trasmessa al terreno di fondazione

Di seguito si riporta il dettaglio del calcolo per le 2 (delle 9) combinazioni più gravose in assenza / in presenza di sisma per il cassone tipo "2" e tipo "2-ter", mentre la sintesi dei risultati della verifica al carico limite è riportata al successivo paragrafo.

▪ Carico limite: combinazione n.1 STATICA SLU-GEO (A2+M2+R2) – Cresta dominante con tiro bitta

Combinazione : $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ (cresta $T_r=50$ anni) + $\gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$ (bitta)

A2 - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1$, $\gamma_{G2}=0$ fav. / =1.3 sfav., γ_{Q1} , $\gamma_{Q2}=0$ fav. / =1.3 sfav.

M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25$, $\gamma_\gamma=1$

R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$

coefficiente di combinazione $\Psi_{02\text{-bitta}}=0.6$

Polo dei momenti (lato porto): O_p ; Momenti stabilizzanti: +; Momenti ribaltanti: -

cassone tipo "2":

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastuttura	P _{all}	-	-	-	-	99518.26	1	7.99	79515.90
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	0	15.75	0.00
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	0	1.57	0.00	342.92	0	16.50	3469.62
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOLO (Q)									
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25791.35	1.3	11.88	-398321.61	- 6337.68	1.3	10.00	- 8238.91
bitta	V _{b2} N _b	707.11	1.3x0.6	20.40	-11251.53	- 707.11	1.3x0.6	2.90	- 1599.48
Risultanti (O) , (V)	R	R ₀ =34080.30 KN				R _v =90727.73 KN			
Momenti	ΔM	M _{STAB(+)} + M _{RIB(-)} = 301588.43 KNm							
Posizione di N=R _v	u = (M _{STAB} + M _{RIB}) / N = 3.32 m								
Larghezza fondaz.	B = 16.50 m								
Lunghezza fondaz.	L = 35.55 m								
Eccentricità	e = B/2 – u = 4.93 m > B/6 = 2.75 m (“N” cade fuori dal nocciolo, sezione parzializzata)								
Momento equiv.	M = N x e = 446915.34 KNm								
Pressione minima	σ _{t min} = 0.00 KN/m ²								
Pressione massima	σ _{t max} = 2N / 3uL= 511.84 KN/m ²								

Calcolo del carico limite (cassone tipo “2”) - COMBINAZIONE n.1 SLU-GEO (A2+M2+R2) – Cresta dominante con tiro bitta

Dati sulla fondazione						
B[m]	L[m]	ε [°]	D _f [m]			
16.50	35.55	0° 00	0.00			
Fondale e l.m.m.						
η [°]	D _w [m]	γ_w [KN/m ³]	$\gamma_{\square}$ [KN/m ³]			
1° 43	-17.50	10.10	19.00			
Parametri geotecnici terreno portante – valori caratteristici e valori di calcolo						
c' _k [KPa]	ϕ'_k [°]	γ_{2k} [KN/m ³]		c' _d [KPa]	ϕ'_d [°]	γ_{2d} [KN/m ³]
100	35°	20		80	29.26°	20
Azioni a quota piano di posa fondazione – valori di calcolo						
Q _v [KN]	Q _B [KN]	Q _L [KN]	Q _h =(Q _B ² +Q _L ²) ^{0.5}	$\delta=\arctg(Q_h/Q_v)$	M _B [KNm]	M _L [KNm]
90727.73	34080.30	0.00	34080.30	20° 59	446915.34	0.00
Fondazione fittizia						
e _B = M _B /Q _v [m]	e _L =M _L /Q _v [m]	B'=B-2e _B [m]	L'=L-2e _L [m]			
4.93	0.00	6.65	35.55			
Fattori di capacità portante						
N _c =(N _q -1)cotg ϕ'	N _q =k _p e π tg ϕ'	N _{γ} =2(N _q +1)tg ϕ'				
28.422	16.921	20.077				
Sovraccarico laterale (D_f=0) e Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fondazione (fondazione sommersa)						
q' = γ_1 'D _f [KPa]	$\gamma_2^*=\gamma_2'$ [KN/m ³]					
0	9.90					
Fattori correttivi						
Forma (L'/B' = 5.35 > 5)			ζ	1	1	1
Inclinazione carico ($\delta=20^\circ.59$, $\theta=90^\circ$, m=1.842)			ξ	0.527	0.555	0.403
Inclinazione fondale ($\eta=1^\circ.43$)			β	0.990	0.951	0.951
Inclinazione piano posa ($\varepsilon=0^\circ$)			α	1	1	1
Profondità (k = D _f /B'=0)			d	1	1	1
Fattori correttivi globali						
$\zeta \times \xi \times \beta \times \alpha \times d$				A _c	A _q	A _{γ}
				0.522	0.527	0.383
Termini del carico limite						
				A _c c'N _c	A _q q'N _q	A _{γ} γ_2^* (B'/2)N _{γ}
			[KN/m ²]	1185.89	0.00	253.00

Verifica al carico limite (cassone tipo “2”) - COMBINAZIONE n.1 SLU-GEO (A2+M2+R2) – Cresta dominante con tiro bitta

$$q'_{lim} = A_c c' N_c + A_q q' N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma = 1185.89 + 0 + 253.00 = 1438.89 \text{ KN/m}^2$$

$$E_d = \sigma_{t \max} = 511.84 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d = R / g_R = q'_{lim} / g_R = 1438.89 / 1 = 1438.89 \text{ KN/m}^2$$

$R_d / E_d = 2.81 > 1 \Rightarrow$ la verifica è soddisfatta

cassone tipo “2-ter”:

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastuttura	P _{all}	-	-	-	-	89145.22	1	7.96	709595.95
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	0	15.75	0.00
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	0	1.57	0.00	342.92	0	16.50	3469.62
VARIABILI LEGATE AL MOTO ONDOSO (Q)									
Cresta (T _r =50 anni)	F _{cresta}	25309.81	1.3	10.61	-349098.21	- 7457.87	1.3	10.00	- 96952.31
bitta	V _b ; N _b	707.11	1.3x0.6	18.40	-10148.44	- 707.11	1.3x0.6	2.90	- 1599.48
Risultanti (O) , (V)	R	R ₀ =33454.30 KN				R _v =78898.44 KN			
Momenti	ΔM	M _{STAB(+)} + M _{RIB(-)} = 251797.51 KNm							
Posizione di N=R _v	u = (M _{STAB} + M _{RIB}) / N = 3.19 m								
Larghezza fondaz.	B = 16.50 m								
Lunghezza fondaz.	L = 35.55 m								
Eccentricità	e = B/2 – u = 5.06 m > B/6 = 2.75 m (“N” cade fuori dal nocciolo, sezione parzializzata)								
Momento equiv.	M = N x e = 399114.65 KNm								
Pressione minima	σ _{t,min} = 0.00 KN/m ²								
Pressione massima	σ _{t,max} = 2N / 3uL= 463.61 KN/m ²								

Calcolo del carico limite (cassone tipo “2-ter”) - COMBINAZIONE n.1 SLU-GEO (A2+M2+R2) – Cresta dominante con tiro bitta

Dati sulla fondazione						
B[m]	L[m]	ε [°]	D _f [m]			
16.50	35.55	0° 00	0.00			
Fondale e l.m.m.						
η [°]	D _w [m]	γ_w [KN/m ³]	$\gamma_{\square}$ [KN/m ³]			
1° 43	-15.50	10.10	19.00			
Parametri geotecnici terreno portante – valori caratteristici e valori di calcolo						
c' _k [KPa]	ϕ'_k [°]	γ_{2k} [KN/m ³]		c' _d [KPa]	ϕ'_d [°]	γ_{2d} [KN/m ³]
100	35°	20		80	29.26°	20
Azioni a quota piano di posa fondazione – valori di calcolo						
Q _v [KN]	Q _B [KN]	Q _L [KN]	Q _h =(Q _B ² +Q _L ²) ^{0.5}	$\delta=\arctg(Q_h/Q_v)$	M _B [KNm]	M _L [KNm]
78898.44	33454.30	0.00	33454.30	22° 98	399114.65	0.00
Fondazione fittizia						
e _B =M _B /Q _v [m]	e _L =M _L /Q _v [m]	B'=B-2e _B [m]	L'=L-2e _L [m]			
5.06	0.00	6.38	35.55			
Fattori di capacità portante						
N _c =(N _q -1)cotg ϕ'	N _q =k _p e π tg ϕ'	N _{γ} =2(N _q +1)tg ϕ'				
28.422	16.921	20.077				
Sovraccarico laterale (D_f=0) e Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fondazione (fondazione sommersa)						
q' = γ_1 'D _f [KPa]	$\gamma_2^*=\gamma_2'$ [KN/m ³]					
0	9.90					
Fattori correttivi				c	q	γ
Forma (L'/B' = 5.57 > 5)				ζ	1	1
Inclinazione carico ($\delta=22^\circ.98$, $\theta=90^\circ$, m=1.848)				ξ	0.486	0.517
Inclinazione fondale ($\eta=1^\circ.43$)				β	0.990	0.951
Inclinazione piano posa ($\varepsilon=0^\circ$)				α	1	1
Profondità (k = D _f /B'=0)				d	1	1
Fattori correttivi globali				A _c	A _q	A _{γ}
$\zeta \times \xi \times \beta \times \alpha \times d$				0.481	0.491	0.343
Termini del carico limite				A _c c'N _c	A _q q'N _q	A _{γ} γ_2^* (B'/2)N _{γ}
				[KN/m ²]	1094.73	0.00
						217.88

Verifica al carico limite (cassone tipo “2-ter”) - COMBINAZIONE n.1 SLU-GEO (A2+M2+R2) – Cresta dominante con tiro bitta

$$q'_{lim} = A_c c' N_c + A_q q' N_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma = 1094.73 + 0 + 217.88 = 1312.60 \text{ KN/m}^2$$

$$E_d = \sigma_{t \max} = 463.61 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d = R / g_R = q'_{lim} / g_R = 1312.60 / 1 = 1312.60 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d / E_d = 2.83 > 1 \Rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

▪ **Carico limite: combinazione n.7 SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) – Sisma ↑Finerzia↓**

Combinazione: $E + G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2}$
A - coefficienti parziali γ_F : $\gamma_{G1}=1, \gamma_{G2}=1$
M2 - coefficienti parziali γ_M : $\gamma_F=1.25, \gamma_G=1$
R2 - coefficiente parziale per la resistenza globale: $\gamma_R=1$
coefficiente di combinazione ψ_2 cresta/cavo = ψ_2 bitta =0:
coefficienti sismici: $k_h=0.013, k_v= - 0.0065$

Polo dei momenti (lato porto): O_p ; Momenti stabilizzanti: +; Momenti ribaltanti: -

cassone tipo “2”:

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-	-	-	99518.26	1	7.99	795150.90
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	54980.30	1	5.83	-320535.15	-	-	-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	-54980.30	1	5.83	320535.15	-	-	-	-
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	1	15.75	29151.83
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	1	1.57	- 1294.53	342.92	1	16.50	5658.18
SISMICHE (E) Sisma↓F _{inerzia} ↑									
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	833.87	1	7.00	- 5837.09	-	-	-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	833.87	1	7.00	- 5837.09	-	-	-	-
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	2156.53	1	8.78	- 18934.33	1078.27	1	7.91	8529.12
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	1	2.75	- 133.82	12.03	1	15.75	189.47
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	54.55	1	2.35	- 128.19	22.68	1	16.50	374.22
Risultanti (O) , (V)	R	R _o = 4752.02 KN				R _v =102825.07 KN			
Momenti	ΔM	M _{STAB(+)} + M _{RIB(-)} = 806888.67 KNm							
Posizione di N=R _v	u = (M _{STAB} + M _{RIB}) / N = 7.85 m								

Larghezza fondaz.	$B = 16.50 \text{ m}$
Lunghezza fondaz.	$L = 35.55 \text{ m}$
Eccentricità	$e = B/2 - u = 0.40 \text{ m} < B/6 = 2.75 \text{ m}$ ("N" cade all'interno del nocciolo)
Momento equiv.	$M = N \times e = 8058.62 \text{ KNm}$
Pressione minima	$\sigma_{t \min} = N / BL \times (1 - 6e/B) = 149.62 \text{ KN/m}^2$
Pressione massima	$\sigma_{t \max} = N / BL \times (1 + 6e/B) = 200.97 \text{ KN/m}^2$

Calcolo del carico limite (cassone tipo "2") - COMBINAZIONE n.7 SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{\text{inerzia}} \downarrow$

<u>Dati sulla fondazione</u>						
B[m]	L[m]	$\varepsilon [^\circ]$	$D_f [m]$			
16.50	35.55	0° 00	0.00			
<u>Fondale e l.m.m.</u>						
$\eta [^\circ]$	$D_w [m]$	$\gamma_w [\text{KN/m}^3]$	$\gamma_{\square} [\text{KN/m}^3]$			
1° 43	-17.50	10.10	19.00			
<u>Parametri geotecnici terreno portante – valori caratteristici e valori di calcolo</u>						
$c'_k [\text{KPa}]$	$\phi'_k [^\circ]$	$\gamma_{2k} [\text{KN/m}^3]$		$c'_d [\text{KPa}]$	$\phi'_d [^\circ]$	$\gamma_{2d} [\text{KN/m}^3]$
100	35°	20		80	29.26°	20
<u>Azioni a quota piano di posa fondazione – valori di calcolo</u>						
$Q_v [\text{KN}]$	$Q_B [\text{KN}]$	$Q_L [\text{KN}]$	$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0.5}$	$\delta = \arctg(Q_h/Q_v)$	$M_B [\text{KNm}]$	$M_L [\text{KNm}]$
102825.07	4752.02	0.00	4752.02	2° 65	41418.16	0.00
<u>Fondazione fittizia</u>						
$e_B = M_B/Q_v [m]$	$e_L = M_L/Q_v [m]$	$B' = B - 2e_B [m]$	$L' = L - 2e_L [m]$			
0.40	0.00	15.69	35.55			
<u>Fattori di capacità portante</u>						
$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi'$	$N_q = k_p \pi \gamma \phi'$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$				
28.422	16.921	20.077				
<u>Sovraccarico laterale ($D_f = 0$) e Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fondazione (fondazione sommersa)</u>						
$q' = \gamma_1' D_f [\text{KPa}]$	$\gamma_2^* = \gamma_2' [\text{KN/m}^3]$					
0	9.90					
<u>Fattori correttivi</u>				c	q	γ
Forma ($L'/B' = 2.26 < 5$)			ζ	1.263	1.247	0.823
Inclinazione carico ($\delta = 2^\circ 65$, $\theta = 90^\circ$, $m = 1.694$)			ξ	0.954	0.956	0.931
Inclinazione fondale ($\eta = 1^\circ 43$)			β	0.990	0.951	0.951
Inclinazione piano posa ($\varepsilon = 0^\circ$)			α	1	1	1
Profondità ($k = D_f/B' = 0$)			d	1	1	1
<u>Fattori correttivi globali</u>				A_c	A_q	A_γ
$\zeta \times \xi \times \beta \times \alpha \times d$				1.192	1.134	0.729
<u>Fattori correttivi sisma</u> ($k_h = 0.014$)				z_c	z_q	z_γ
effetto "cinematico" Paolucci & Pecker				0.996	0.992	0.992
<u>Termini del carico limite</u>				$A_c c' N_c z_c$	$A_q q' N_q z_q$	$A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma z_\gamma$
			[KN/m ²]	2700.04	0.00	1127.85

Verifica al carico limite (cassone tipo "2") - COMBINAZIONE SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma $\uparrow F_{\text{inerzia}} \downarrow$

$$q'_{lim} = A_c c' N_c z_c + A_q q' N_q z_q + A_\gamma \gamma_2^* (B'/2) N_\gamma z_\gamma = 2700.04 + 0 + 1127.85 = 3827.89 \text{ KN/m}^2$$

$$E_d = \sigma_{t \max} = 200.97 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d = R / g_R = q'_{lim} / g_R = 3827.89 / 1 = 3827.89 \text{ KN/m}^2$$

$R_d / E_d = 19.05 > 1 \Rightarrow$ la verifica è soddisfatta

cassone tipo “2-ter”:

AZIONI	Simb.	Componente orizzontale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)	Componente verticale	Coeff. parz.	b _p	M(Op)
		[KN]	γ _F	[m]	[KNm]	[KN]	γ _F	[m]	[KNm]
PERMANENTI (G1)									
Peso proprio alleggerito cassone e sovrastruttura	P _{all}	-	-	-	-	89145.22	1	7.96	709595.95
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato mare	U _{idr-mare}	43131.48	1	5.17	-222989.75	-	-	-	-
Spinta idrostatica dell'acqua parete lato porto	U _{idr-porto}	-43131.48	1	5.17	222989.75	-	-	-	-
PERMANENTI (G2)									
Peso (alleggerito) massi scogliera	P _{massi}	-	-	-	-	1850.91	1	15.75	29151.83
Spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	S' _a	824.54	1	1.57	- 1294.53	342.92	1	16.50	5658.18
SISMICHE (E) Sisma↘F _{inerzia} ↑									
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato mare	U _{din-mare}	654.16	1	6.20	- 4055.79	-	-	-	-
Spinta idrodinamica dell'acqua parete lato porto	U _{din-porto}	654.16	1	6.20	- 4055.79	-	-	-	-
Forze d'inerzia masse cassone e sovrastruttura	F _{in}	1897.59	1	7.89	- 14971.99	948.80	1	7.86	7457.57
Forze d'inerzia masse scogliera lato mare	F _{in-massi}	48.66	1	2.75	- 133.82	12.03	1	15.75	189.47
Incremento sismico spinta attiva massi scogliera su parete lato mare (c. M2)	ΔS' _{a-sism}	54.55	1	2.35	- 128.19	22.68	1	16.50	374.22
Risultanti (O) , (V)	R	R _o = 4133.66 KN				R _v =92322.56 KN			
Momenti	ΔM	M _{STAB(+)} + M _{RIB(-)} = 727787.12 KNm							
Posizione di N=R _v	u = (M _{STAB} + M _{RIB}) / N = 7.88 m								
Larghezza fondaz.	B = 16.50 m								
Lunghezza fondaz.	L = 35.55 m								
Eccentricità	e = B/2 – u = 0.37 m < B/6 = 2.75 m (“N” cade all’interno del nocciolo)								
Momento equiv.	M = N x e = 33874.00.62 KNm								
Pressione minima	σ _{t min} = N / BL x (1-6e/B) = 136.39 KN/m²								
Pressione massima	σ _{t max} = N / BL x (1+6e/B) = 178.39 KN/m²								

Calcolo del carico limite (cassone tipo "2-ter") - COMBINAZIONE n.7 SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) -
Sisma↑F_{inerzia}↓

Dati sulla fondazione						
B[m]	L[m]	ε [°]	D _f [m]			
16.50	35.55	0°00	0.00			
Fondale e l.m.m.						
η [°]	D _w [m]	γ _w [KN/m ³]	γ _□ [KN/m ³]			
1°43	-15.50	10.10	19.00			
Parametri geotecnici terreno portante – valori caratteristici e valori di calcolo						
c' _k [KPa]	φ' _k [°]	γ _{2k} [KN/m ³]		c' _d [KPa]	φ' _d [°]	γ _{2d} [KN/m ³]
100	35°	20		80	29.26°	20
Azioni a quota piano di posa fondazione – valori di calcolo						
Q _v [KN]	Q _B [KN]	Q _L [KN]	Q _h =(Q _B ² +Q _L ²) ^{0.5}	δ=arctg(Q _h /Q _v)	M _B [KNm]	M _L [KNm]
92322.56	4133.66	0.00	4133.66	2°56	33874.00	0.00
Fondazione fittizia						
e _B =M _B /Q _v [m]	e _L =M _L /Q _v [m]	B'=B-2e _B [m]	L'=L-2e _L [m]			
0.37	0.00	15.77	35.55			
Fattori di capacità portante						
N _c =(N _q -1)cotgφ'	N _q =k _p ε _p tgφ'	N _γ =2(N _q +1)tgφ'				
28.422	16.921	20.077				
Sovraccarico laterale (D_f = 0) e Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fondazione (fondazione sommersa)						
q' = γ ₁ 'D _f [KPa]	γ ₂ '=γ ₂ ' [KN/m ³]					
0	9.90					
Fattori correttivi				c	q	γ
Forma (L'/B' = 2.26 < 5)				ζ	1.264	1.248
Inclinazione carico (δ=2°56, θ=90°, m=1.693)				ξ	0.957	0.960
Inclinazione fondale (η=1°43)				β	0.990	0.951
Inclinazione piano posa (ε= 0°)				α	1	1
Profondità (k = D _f /B'=0)				d	1	1
Fattori correttivi globali				A _c	A _q	A _γ
ζ x ξ x β x α x d				1.198	1.139	0.733
Fattori correttivi sisma (k _h =0.014)				z _c	z _q	z _γ
effetto "cinematico" Paolucci & Pecker				0.996	0.992	0.992
Termini del carico limite				A _c c'N _c z _c	A _q q'N _q z _q	A _γ γ ₂ '*(B'/2)N _γ z _γ
				[KN/m ²]	2712.99	0.00
						1138.37

Verifica al carico limite (cassone tipo "2-ter") - COMBINAZIONE SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) -
Sisma↑F_{inerzia}↓

$$q'_{lim} = A_c c' N_c z_c + A_q q' N_q z_q + A_\gamma \gamma_2' (B'/2) N_\gamma z_\gamma = 2712.99 + 0 + 1138.37 = 3851.35 \text{ KN/m}^2$$

$$E_d = \sigma_{t \max} = 178.39 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d = R / g_R = q'_{\lim} / g_R = 3851.35 / 1 = 3851.35 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d / E_d = 21.59 > 1 \Rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

5.4.4. Sintesi dei risultati (carico limite)

Nella tabella seguente è riportata la sintesi della verifica di capacità portante per il cassone tipo “2”:

	COMBINAZIONE	R_v [KN]	R_o [KN]	M [KNm]	u [m]	e [m]	$\sigma_{t \min}$ [KN/m ²]	$\sigma_{t \max}$ [KN/m ²]	$q'_{\lim}$ [KN/m ²]	R / E_d = $q'_{\lim} / \sigma_{t \max}$
n.	COMBINAZIONI STATICHE									
1	SLU GEO (A2+M2+R2) cresta dominante (Tr=50 anni) con tiro bitta	90727.73	34080.30	446915.34	3.32	4.93	0.00	511.84	1438.88	2.81
2	SLU GEO (A2+M2+R2) bitta dominante con cresta (Tr=50 anni)	93655.63	21036.50	287353.25	5.18	3.07	0.00	338.94	2528.34	7.46
3	SLU GEO (A2+M2+R2) cavo (Tr=50 anni)	941293.44	-29142.31	263376.22	5.99	2.26	35.09	361.64	2525.73	6.98
	COMBINAZIONI ECCEZIONALI									
4	ECC GEO (1+M2+R2) eccezionale cresta (Tr=220 anni)	93587.61	31692.82	387687.17	4.11	4.14	0.00	427.28	1849.91	4.33
5	ECC GEO (1+M2+R2) eccezionale cavo (Tr=220 anni)	113488.89	-24184.88	210476.49	6.40	1.85	63.00	323.96	2779.47	8.58
	COMBINAZIONI SISMICHE									
	Sisma↓F _{inerzia} ↑									
6	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma↓F _{inerzia} ↑	100640.02	4741.32	40876.95	7.84	0.41	146.23	196.91	3825.13	19.43
	Sisma↑F _{inerzia} ↓									
7	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma↑F _{inerzia} ↓	102825.07	4752.02	41418.16	7.85	0.40	149.62	200.97	3827.88	19.05
	COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME									
		R_v [KN]	R_o [KN]	M [KNm]	u [m]	e [m]	$\sigma_{t \min}$ [KN/m ²]	$\sigma_{t \max}$ [KN/m ²]	$\sigma_{t \max}$ [Kg/cm ²]	$\sigma_{t \max}$ [Kg/cm ²]
8	cresta Tr=220 anni	92851.02	32199.49	398257.70	3.96	4.29	0.00	439.62	4.48	5
9	cavo Tr=220 anni	113459.41	-24385.32	210547.97	6.39	1.86	62.90	323.95	3.30	5

Per il cassone tipo “2-ter” si ottiene:

	COMBINAZIONE	R_v [KN]	R_o [KN]	M [KNm]	u [m]	e [m]	σ_{t min} [KN/m ²]	σ_{t max} [KN/m ²]	q'_{lim} [KN/m ²]	R / E_d = q'_{lim} / σ_{t max}
n.	COMBINAZIONI STATICHE									
1	SLU GEO (A2+M2+R2) cresta dominante (Tr=50 anni) con tiro bitta	78898.44	33454.30	399114.65	3.19	5.06	0.00	463.61	1312.60	2.83
2	SLU GEO (A2+M2+R2) bitta dominante con cresta (Tr=50 anni)	82408.84	20660.89	257487.15	5.13	3.12	0.00	301.51	2458.19	8.15
3	SLU GEO (A2+M2+R2) cavo (Tr=50 anni)	105745.36	-24538.76	200852.50	6.35	1.90	55.76	304.79	2714.78	8.91
	COMBINAZIONI ECCEZIONALI									
4	ECC GEO (1+M2+R2) eccezionale cresta (Tr=220 anni)	81902.31	31149.39	345967.44	4.03	4.22	0.00	381.51	1739.55	4.56
5	ECC GEO (1+M2+R2) eccezionale cavo (Tr=220 anni)	102875.58	-20262.01	158202.51	6.71	1.54	77.31	273.46	2948.08	10.78
	COMBINAZIONI SISMICHE									
	Sisma↓F _{inerzia} ↑									
6	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma↓F _{inerzia} ↑	90396.45	4122.96	33325.95	7.88	0.37	133.45	174.77	3849.30	22.03
	Sisma↑F _{inerzia} ↓									
7	SISMICA SLV-GEO (1+M2+R2) - Sisma↑F _{inerzia} ↓	92322.56	4133.66	33874.00	7.88	0.37	136.39	178.39	3851.35	21.59
	COMBINAZIONI I.T. 1996 DIGHE MARITTIME									
		R_v [KN]	R_o [KN]	M [KNm]	u [m]	e [m]	σ_{t min} [KN/m ²]	σ_{t max} [KN/m ²]	σ_{t max} [Kg/cm ²]	σ_{t amm} [Kg/cm ²]
8	cresta Tr=220 anni	81165.72	31656.06	355123.75	3.87	4.38	0.00	392.83	4.00	5
9	cavo Tr=220 anni	102846.10	-20462.45	158273.99	6.71	1.54	77.21	273.45	2.79	5

Il rapporto R_d / E_d , (resistenze / effetto delle azioni) esprime il rapporto tra il carico limite (pressione limite) e la pressione massima sul terreno di fondazione; la verifica di capacità portante è soddisfatta risultando sempre $R_d / E_d > 1$ (N.T. 2008) e $\sigma_{t \max} < \sigma_{t \text{ ammissibile}} = 5 \text{ Kg/cm}^2$ (I.T. CNR 1996 Dighe marittime).

6. VERIFICHE STRUTTURALI DEI CASSONI

Nei paragrafi seguenti vengono descritte le combinazioni delle azioni utilizzate per le verifiche strutturali, lo schema di calcolo e la sintesi dei risultati. Con riferimento alle azioni, si rimanda al capitolo “Descrizione e calcolo delle azioni in esercizio” della presente relazione per la loro descrizione e calcolo.

6.1. COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche strutturali dei cassoni sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE):

stati limite ultimi SLU:

- SLU di tipo strutturale (STR):
 - stato limite di resistenza della struttura compresa fondazione;
- SLU connessi all'azione sismica - stato limite di salvaguardia della vita (SLV):
 - stato limite di resistenza della struttura compresa fondazione;
- SLU connessi con l'azione eccezionale (cresta/cavo $T_r=220$ anni):
 - stato limite di resistenza della struttura compresa fondazione;

stati limite di esercizio SLE:

- stato limite di fessurazione;
- stato limite delle tensioni in esercizio;

Per ogni SLU deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

in cui:

E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema strutturale.

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche, sono descritte in normativa (D.M. 14/01/2008) al punto 2.5.3; con riferimento alle azioni agenti sui cassoni e descritte nei precedenti capitoli della presente relazione, le combinazioni agli SLU e SLE si ricavano a partire da quelle fondamentali, che, nel caso di due azione variabili (cresta/cavo d'onda o tiro bitta) assumono la forma:

stati limite ultimi SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

valida per SLU : $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$

COMBINAZIONE SISMICA

valida per SLU connessi con l'azione sismica : $E + G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

valida per SLU connessi con le azioni eccezionali : $G1 + G2 + A + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$

stati limite di esercizio SLE

COMBINAZIONE RARA

valida per SLE irreversibili : $G1 + G2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$

COMBINAZIONE FREQUENTE

: $G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$

valida per SLE reversibili

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

valida per SLE per effetti a lungo termine

$$: G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

in cui:

G_1 : azioni permanenti strutturali (pesi propri elementi strutturali, pressione idrostatica dell'acqua);

G_2 : azioni permanenti non strutturali;

Q_{k1} : azione variabile dominante (cresta/cavo d'onda per $T_r=50$ anni o tiro bitta);

Q_{k2} : azione variabile non dominante (tiro bitta o cresta/cavo d'onda per $T_r=50$ anni);

E : azione sismica;

A : azione eccezionale (cresta o cavo d'onda per $T_r=220$ anni);

γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni permanenti strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{G2} : coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali nelle combinazioni SLU;

γ_{Qj} : coefficiente parziale per l'azione variabile j nelle combinazioni SLU;

ψ_{02} : coefficiente di combinazione per il valore raro dell'azione;

ψ_{2j} : coefficiente di combinazione per il valore quasi permanente dell'azione;

ψ_{11} : coefficiente di combinazione per il valore frequente dell'azione;

I valori dei coefficienti di combinazione ψ , utilizzati nelle verifiche, sono riportati nella tabella seguente:

Azione	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Tiro bitta	0.6	0.2	0
Cresta / Cavo	0.6	0.2	0

Nelle verifiche agli stati limite ultimi strutturali (STR), è stato seguito l'Approccio 1 del D.M. 14 Gennaio 2008. Tale approccio prevede 2 combinazioni (Combinazione 1, Combinazione 2) nelle quali si impiegano 2 gruppi diversi di coefficienti parziali per azioni (A), resistenza dei materiali (M) e resistenza globale del sistema (R). Con riferimento a tali coefficienti parziali:

- per il dimensionamento strutturale è stata utilizzata la Combinazione 1:
- resistenza elementi strutturali: Approccio 1-combinazione 1-STR ($A_1+M_1+R_1$);

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali (γ_F) per le azioni, per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), e per la resistenza globale (γ_R) indicati nella normativa (tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I):

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nelle verifiche agli SLU connessi con l'azione sismica, come gruppi di coefficienti parziali è stato seguito l'Approccio 1 - COMBINAZIONE 1 del D.M. 14 Gennaio 2008, ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali γ per le azioni (A), ed utilizzando i coefficienti parziali per i parametri di resistenza del terreno (M1) e per la resistenza globale del sistema geotecnico (R1).

In definitiva, a partire dalle combinazioni fondamentali, e con riferimento alle verifiche strutturali, sono risultate:

n.8 combinazioni agli SLU:

n.	COMBINAZIONE SLU
	STATICHE
1	SLU STR (A1+M1) cresta dominante con tiro bitta: $1 \times G1 + 0 \times G2 + 1.5 \times Q_{k1}$ (cresta $T_r=50$ anni) + $1.5 \times \psi_{02} \times Q_{k2}$ (bitta)
2	SLU STR (A1+M1) bitta dominante con cresta: $1 \times G1 + 0 \times G2 + 1.5 \times Q_{k1}$ (bitta) + $1.5 \times \psi_{02} \times Q_{k2}$ (cresta $T_r=50$ anni)
3	SLU STR (A1+M1) cavo: $1 \times G1 + 0 \times G2 + 1.5 \times Q_{k1}$ (cavo $T_r=50$ anni)
	ECCEZIONALI
4	ECC: $E + G1 + G2 + A$ (cresta $T_r=220$ anni) + $\psi_{21} \times Q_{k1}$ (bitta) con $\psi_{21-bitta}=0$
5	ECC: $E + G1 + G2 + A$ (cavo $T_r=220$ anni) + $\psi_{21} \times Q_{k1}$ (bitta) con $\psi_{21-bitta}=0$
	SISMICHE
6	SLV-STR (I+M1) Sisma $\downarrow F_{inerzia} \uparrow$: $E + G1 + G2$
7	SLV-STR (I+M1) Sisma $\uparrow F_{inerzia} \downarrow$: $E + G1 + G2$
	SLU-AFFONDAMENTO
8	AFF: $G1 + G2$ con $G1$ =peso proprio e $G2$ =spinta idrostatica sulle pareti

n.6 combinazioni agli SLE:

n.	COMBINAZIONE SLE
	COMBINAZIONI FREQUENTI (per verifica allo stato limite di fessurazione)
1	SLE-FREQ cresta: $G1 + G2 + \psi_{11} \times Q_{k1}$ (cresta $T_r=50$ anni)
2	SLE-FREQ cavo: $G1 + G2 + \psi_{11} \times Q_{k1}$ (cavo $T_r=50$ anni)
	COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI (per verifica allo stato limite di fessurazione e delle tensioni in esercizio)
3	SLE-QP $G1 + G2$
	COMBINAZIONI RARE (per verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio)
4	SLE-RARA cresta dominante con tiro bitta: $G1 + G2 + Q_{k1}$ (cresta $T_r=50$ anni) + $\psi_{02} \times Q_{k2}$ (bitta)
5	SLE-RARA bitta dominante con cresta: $G1 + G2 + Q_{k1}$ (bitta) + $\psi_{02} \times Q_{k2}$ (cresta $T_r=50$ anni)
6	SLE-RARA cavo: $G1 + G2 + Q_{k1}$ (cavo $T_r=50$ anni)

6.2. SCHEMA DI CALCOLO

Per la determinazione delle sollecitazioni sul cassone, lo stesso è stato modellato ad elementi finiti con l'ausilio del software Sap2000. Il cassone è stato analizzato nella fase di affondamento (cassone privo di sovrastruttura) e in esercizio.

I singoli elementi strutturali del cassone sono stati modellati come elementi "shell" (piastre), risultando:

- soletta di fondazione (16.5x35.55m, sp.80cm) piastra appoggiata sulle pareti;
- parete laterale (17.65x35.55m, sp.60cm) piastra appoggiata sulle pareti trasversali;
- soletta sovrastruttura (13.5x35.55m, sp.150cm) piastra appoggiata sulle pareti;
- predalle (4 x2.08m, sp.30cm) piastra con 3 bordi appoggiati e uno libero.

Le caratteristiche meccaniche assegnate ai singoli elementi strutturali sono quelle descritte nel capitolo "Materiali".

Le azioni applicate in esercizio sui cassoni sono quelle descritte nel capitolo "Descrizione e calcolo delle azioni in esercizio" secondo le combinazioni descritte al paragrafo precedente. Per l'analisi in affondamento è stata considerata la pressione idrostatica sulle pareti esterne agente su un'altezza di 17.50m e la zavorra di acqua presente all'interno del cassone. Per le predalle, le azioni considerate sono il peso proprio ed il peso del getto della soletta di copertura (incrementato con il coefficiente 1.5). Per la sovrastruttura è stato invece considerato un carico variabile di 4t/m2.

Le verifiche strutturali delle sezioni sono state eseguite con l'ausilio del software di calcolo Geostru-RCSEZ. L'armatura delle sezioni è stata determinata con riferimento alla verifica allo SLU per le sollecitazioni di momento e taglio e allo SLE di fessurazione e limitazione delle tensioni; è stata comunque assicurata, in ogni sezione, sia all'estradosso che all'intradosso, un'area di armatura longitudinale minima corrispondente allo 0.2% dell'area della sezione in calcestruzzo.

Nella tabella seguente si riportano le verifiche delle sezioni allo SLU con riferimento alle sollecitazioni di momento e taglio.

	Sezione di verifica bxh [cm]	coprif.	armatura	M _{sd} [KNm/m]		M _u [KNm/m]	V _{sd} [KN/m]		V _{rd} [KN/m]
Soletta fondazione	100x80	5.5 cm	sup.: 8φ16 / m inf.: 8φ16 / m	440	<	462	280	<	297
Pareti laterali (60cm)	100x60	5.5 cm	sup.: 5φ18 / m inf.: 5φ18 / m	140	<	271	145	<	236
Soletta sovrastruttura	100x150	5 cm	sup.: 10φ16 / m inf.: 10φ16 / m	128	<	1120	154	<	496
Predalla	100x30	5 cm	sup.: 5φ14 / m inf.: 5φ14 / m	35	<	82	83	<	137